

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Сибирский федеральный университет

# **ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ**

Учебно-методическое пособие

*Электронное издание*

Красноярск  
СФУ  
2013

УДК 627.8:624.139(07)  
ББК 38.799я73  
Г464

Рецензенты: *Бураков Д. А.*, доктор географических наук, профессор Красноярского центра по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды с региональными функциями; *Чжан Р. В.*, доктор технических наук, член-корреспондент Академии Республики Саха (Якутия), Институт мерзлотоведения им. П. М. Мельникова

Составитель: Гончаров Юрий Михайлович

Г464 Гидротехнические сооружения: учебно-методическое пособие [Электронный ресурс] / сост. Ю. М. Гончаров. – Электрон. дан. – Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2013. – Систем. требования: PC не ниже класса Pentium I; 128 Mb RAM; Windows 98/XP/7; Adobe Reader V8.0 и выше. – Загл. с экрана.

Учебно-методическое пособие содержит основные сведения по земляным, бетонным и деревянным плотинам с различными противофильтрационными элементами. Приводятся методы устройства плотин из разных материалов. Изложены гидравлические методы расчета фильтрации через земляные плотины, общие вопросы фильтрации воды в скальных основаниях. Рассмотрены каналы и сооружения на них, а также их гидравлический расчет. Содержатся сведения по подпорным стенам на гидротехнических сооружениях и метод расчета гибких стенок. Охарактеризованы регулирующие и водопроводные сооружения и специальные сооружения.

Предназначено для студентов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и водоотведение».

**УДК 627.8:624.139(07)**  
**ББК 38.799я73**

© Сибирский  
федеральный  
университет, 2013

Электронное учебное издание

Подготовлено к публикации ИЦ БИК СФУ

Подписано в свет 2.10.2013 г. Заказ 2263.  
Тиражируется на машиночитаемых носителях.

Издательский центр  
Библиотечно-издательского комплекса  
Сибирского федерального университета  
660041, г. Красноярск, пр. Свободный, 79  
Тел/факс (391)206-21-49. E-mail [rio@sfu-kras.ru](mailto:rio@sfu-kras.ru)  
<http://rio.sfu-kras.ru>

## ВВЕДЕНИЕ

Поверхность нашей планеты примерно на  $\frac{2}{3}$  покрыта водой, объем которой в океанах и морях достигает 1 325 млн км<sup>3</sup>. Кроме того, более 4 млн м<sup>3</sup> воды находится в реках и озерах, около 29 млн м<sup>3</sup> – в высокогорных ледниках и полярных льдах, ориентировочно по 4,17 млн м<sup>3</sup> приходится на пресные и соленые подземные воды и 7–12 тыс. км<sup>3</sup> составляют водные пары в атмосфере.

В виде осадков на сушу ежегодно выпадает около 100 тыс. км<sup>3</sup> воды, причем среднегодовой речной сток равен примерно 37 тыс. км<sup>3</sup>, в том числе с территорией бывшего СССР 4 340 км<sup>3</sup>. И 80 % этого объема приходится на реки Сибири и северные районы нашей страны [15]. По своим водным богатствам бывший СССР занимал первое место в мире. Приведенные цифры показывают, что наша страна располагает колоссальными водными ресурсами.

Отрасль науки и техники, охватывающая учет, изучение, использование, охрану водных ресурсов, а также борьбу с вредным действием воды, называется *водным хозяйством*.

В свою очередь, водное хозяйство делится на ряд отраслей или направлений, к которым относятся:

- мелиорация – орошение и осушение земель;
- обводнение пастбищ и водоснабжение сельскохозяйственного производства;
- гидроэнергетика – преобразование на гидроэлектростанциях водной энергии в электрическую;
- водный транспорт – использование рек, озер и морей для судоходства и лесосплава;
- рыбное хозяйство – комплекс технических мероприятий, направленных на сохранение и воспроизводство рыбных запасов, а также на создание рыбоводных, рыбопропускных и рыбозащитных сооружений;
- регулирование русел рек – борьба с наводнениями, размывами берегов и русел, образованием оврагов и др.;
- водоснабжение и канализация – обеспечение потребности населенных мест, промышленных, коммунальных и транспортных предприятий водой, а также отвод сточных и отработанных вод с соответствующей очисткой.

Для проведения тех или иных водохозяйственных мероприятий естественный режим рек и других водоисточников изменяется с помощью специальных сооружений, называемых гидротехническими.

Таким образом, к гидротехническим сооружениям (ГТС) относятся оросительные и осушительные сооружения, каналы, плотины, водопроводы, электростанции (ГЭС) и др.

В отличие от сооружений промышленного и гражданского строительства гидросооружения всегда связаны с водой, которая, находясь в движении или состоянии покоя, создает дополнительные нагрузки, усложняющие их работу.

Предмет «Гидротехнические сооружения» тесно связан с изучением таких дисциплин, как гидрометрия, гидрогеология, гидравлика, инженерные конструкции и другие, знание которых необходимо для правильного выбора конструкции сооружений и проведения расчетов при проектировании мелиоративных систем.

Строительство гидротехнических сооружений развивалось в разных странах в соответствии с общим развитием в них водного хозяйства.

Искусство строительства гидротехнических сооружений было известно с древнейших времен, причем довольно крупные сооружения создавались уже при рабовладельческом строе.

Древнейшие рабовладельческие государства сложились на территории Египта и Средней Азии.

Важнейшим стимулом развития строительной техники в Египте была постоянная необходимость в ирригационных сооружениях. В состав гидротехнических комплексов входили водохранилища, плотины, шлюзы, колодцы для подъема воды и другие инженерные сооружения, снабженные примитивным механическим оборудованием [15].

В Египте за 4 000 лет до н.э. была построена каменная плотина Кошейн. Относительно сложные сооружения для орошения возводили в IX–VIII вв. до н.э. в Урарту и Хорезме – древнейших государствах, расположенных на территории бывшего СССР. За 500 лет до н.э. проводили работы по регулированию русел рек Тигр и Ефрат.

В феодальный период, когда из-за частых войн и междоусобий экономика не могла широко развиваться, гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений водяных мельниц, небольших сооружений для регулирования русел рек, для водоснабжения городов и замков. Развитие торговли и ремесел потребовало улучшения судоходных условий рек. И в Европе в XIV в. до н.э. были построены первые судоходные шлюзы.

В XVII–XVIII вв. феодальный строй стал себя изживать, появились мануфактуры, начался подъем промышленности и торговли. В XVIII в. и в начале XIX в. развитие гидротехнического строительства в России и других странах наблюдалось в основном в области водного транспорта и гидроэнергетики (устройство простейших гидроустановок), возводились также заводские плотины, главным образом деревянные и земляные. В России



были построены Мариинская, Тихвинская и Вышневолоцкая водные системы. С развитием капитализма после изобретения в начале XIX в. железных дорог и паровой машины строительство водных путей и громоздких гидроустановок замедлилось. Новый подъем гидротехнического строительства начался в конце XIX и начале XX вв. после изобретения гидравлических турбин и внедрения в промышленность электричества, когда стали возводить гидроэлектростанции, а также после появления бетона и железобетона.

В тот же период увеличение транспортных потребностей промышленности и сельского хозяйства привел к новому развитию водных путей, рост городов – к развитию водоснабжения и канализации, необходимость увеличения сельскохозяйственной продукции для удовлетворения потребностей населения и непрерывно развивающейся промышленности – к развитию оросительных и осушительных работ.

Общий подъем уровня науки и техники позволил построить много гидротехнических сооружений. Высота отдельных плотин достигала 200–300 м (высота плотины Вайонт в Италии составляет 266 м, Нурекской плотины – 305 м, Чиркейской (арочной) – 236 м), Саяно-Шушенской (арочной) ГЭС – 245 м).

Основные этапы развития гидротехнического строительства в нашей стране связаны с развитием экономики. После 1920 г. в ходе выполнения плана Государственной комиссии по электрификации России (ГОЭЛРО) были построены такие гидроузлы, как Волховский, Нимске-Сибирский на слабом глинистом основании и, наконец, ДнепроГЭС (1927–1932 гг.) с самой крупной для того времени гидроэлектростанцией в Европе и бетонной плотиной длиной 760 м и высотой 62 м.

В XX в. в нашей стране большое внимание уделялось мелиоративному строительству. Так, еще в 1918 г. В. И. Ленин подписал «Декрет об организации оросительных работ в Туркестане» [15].

Интенсивное строительство гидротехнических сооружений велось для всех отраслей водного хозяйства в период довоенных пятилеток. Приступили к комплексному использованию Волги, были построены канал имени Москвы, гидроэлектростанций на Кавказе и в Средней Азии, Большой Ферганский канал длиной 350 км и ряд других в Средней Азии, Азербайджане, крупные плотины ирригационного назначения на Кубани.

Советские гидротехники разработали прогрессивные конструкции различных гидротехнических сооружений, успешно решив весьма сложные проблемы в области гидроэнергетики и мелиорации.

Были созданы оригинальные конструкции бетонных и железобетонных плотин и зданий гидроэлектростанций на скальных основаниях, в том числе и при больших напорах (примерно 30 м), построены сооружения с анкерными понурами, с широким применением дренажей, ячеистые и другие облегченные типы плотин, разработаны эффективные устройства

нижнего бьефа, позволяющие допустить большие удельные расходы при таких основаниях (до 40–70 м<sup>3</sup>/с на 1 м).

Получили интенсивное развитие плотины из грунтовых материалов в разнообразных, и в ряде случаев тяжелых, условиях – на слабых основаниях при многолетней мерзлоте и в суровых климатических условиях, при больших напорах; при строительстве грунтовых плотин широко применяли метод гидромеханизации с использованием эффективных способов намыва плотин из песчаных и гравелистых грунтов (уникальная Мингечаурская плотина в Азербайджане); были разработаны и освоены методы возведения плотин отсыпкой грунтов в воду и направленными взрывами.

Разработаны новые конструкции гидротехнических сооружений из дерева (усовершенствованы деревянные плотины русского типа, плотины из наклонных ряжей, деревянные шлюзы, затворы и пр.), синтетической ткани (мягкие наполняемые и мембранные плотины) и других материалов.

В связи со строительством высоких бетонных ГЭС (гравитационных, гравитационных облегченных, контрфорсных, арочных) на скальных основаниях, в том числе на многоводных реках в суровых климатических районах Сибири (Красноярская и Иркутская ГЭС и др.), были разработаны экономические конструкции таких плотин для различных условий, при проектировании широко применялись модельные исследования прочности, в том числе с использованием метода фотоупругости с учетом дефектов оснований, сейсмики, проводились большие исследования по разработке эффективных мер борьбы с образованием трещин в бетоне вследствие его экзотермии и колебаний внешних температур.

Разработаны рациональные конструкции различных водосбросных сооружений и их элементов с учетом явлений кавитации и аэрации, образования «катыщихся» волн, размывов нижнего бьефа.

Созданы новые водозаборные конструкции для различных условий, учитывающие гидравлическую структуру потока, режимы насосов, льда и шуги.

Усовершенствованы различные типы и конструкции сооружений на каналах (лотков, труб, регуляторов, дюкеров, акведуков, перепадов), особенно с применением сборных элементов; проведена большая работа по унификации мелких гидромелиоративных сооружений.

Разработаны новые методы борьбы с фильтрацией воды из каналов; усовершенствованы облицовка каналов, в том числе на пучинистых грунтах; разработаны новые прогрессивные типы туннельных отделок (сборные и др.); применялись туннели большого поперечного сечения.

Разработаны новые и более совершенные типы судоходных шлюзов (рациональные системы наполнения и опорожнения шлюзов, конструкции камер с использованием «самонапряжения» бетона, конструкции крупногабаритных шлюзов на не скальных основаниях с напорами до 20 м и бо-

лее, судоподъемников, рыбопропускных сооружений (новые конструкции рыбоходных шлюзов и рыбоподъемников)).

Разработаны новые эффективные методы регулирования речных русел (с использованием поперечной циркуляции) и новые экономические типы регуляционных сооружений (плетневые, сборно-решетчатые).

Успехи гидротехнического строительства в нашей стране в значительной мере обеспечены достижениями ученых – больших коллективов многочисленных научно-исследовательских и учебных институтов.

В 20-е гг. прошлого столетия приступили к строительству гидростанций в горных районах Дагестана. В настоящее время построена и успешно эксплуатируется сеть гидроузлов различной мощности для народного хозяйства Республики Дагестан [2].

Дагестан в переводе означает «Страна гор». Около 30 вершин Дагестана превышает 4 000 м, а высшая его точка Базардюзю достигает высоты 4 466 м, около двух десятков горных пиков близки к отметке 4 000 м, 245-километровая полоса предгорий упирается в поперечные хребты, которые окаймляют огромной дугой Внутренний Дагестан. Здесь в ледниках высокогорий и берут свое начало стремительные и бурные реки, образуя разветвленную речную сеть, состоящую из более чем 6 000 рек. К горным относится 92 % рек Дагестана, и лишь 8 % протекают в предгорных и равнинных районах. Величина среднего удельного падения большинства рек превышает 50 км/ч.

Самые крупные речные системы – Сулак (144 км) и Самур (213 км). Горные реки Дагестана отличаются глубокими врезами долин, начиная почти от истоков, значительной расчлененностью и большими уклонами. Скорость течения достигает 1–2 м/с. В паводки скорость возрастает до 3–6 м/с. Расход воды Сулака – 176 м<sup>3</sup>/с, средний уклон – 1,96 %.

Несмотря на значительные гидроэнергетические ресурсы, до начала XX столетия электроэнергетика в Дагестане практически отсутствовала. Началом использования богатейших гидроэнергетических ресурсов Дагестана стала Гергебельская ГЭС, которая стала первой гидростанцией в горных районах.

Гидрологические и гидротехнические изыскания определили место строительства Гергебельской ГЭС на горной реке Каракойсу в Хартикумском ущелье Гунибского района.

Стройка была очень тяжелой, так как располагалась в одном из самых труднодоступных ущелий Дагестана, в стороне от основных шоссе-ных дорог. Ближайшая железнодорожная станция находилась в Буйнакске в 80 км от места строительства. В качестве основного транспортного средства использовался гужевой (быки и лошади), все проселочные дороги в горах начиная с Буйнакска были заполнены непрерывным потоком арб, везущих бочки с цементом и другие материалы. Основной строительной техникой служи-

ли лопата, кирка, носилки, тачка, лом. Максимальное число рабочих, одновременно занятых в строительстве, доходило до 1 500 чел. (рис. В.1).

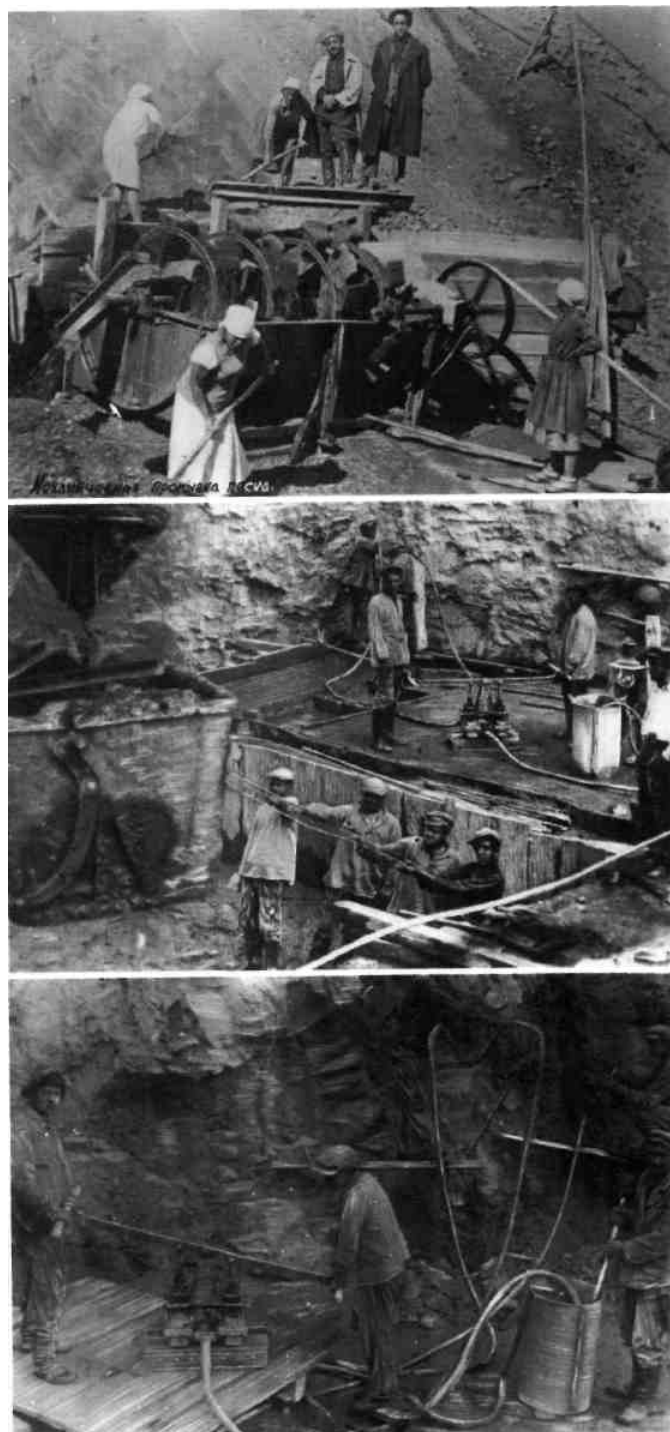


Рис. В.1. Бетонирование арочной плотины  
Гергемельской ГЭС

За период с 1934 по 1937 гг. подрядной организацией трестом Коммунэнергострой были возведены следующие сооружения: арочно-гравитационная плотина, напорный туннель, здание станции, строительный

тоннель (для сброса воды из реки в процессе возведения плотины), распределительное устройство и левобережный сбросной туннель. Водоотводные туннели были перекрыты 19 марта 1937 г., и самая высокая в СССР (70 м) и вторая в Европе арочно-гравитационная плотина была завершена.

Первая очередь Гергебельской ГЭС в составе трех гидроагрегатов по 1,4 МВт суммарной мощностью 4,2 МВт была введена в промышленную эксплуатацию в апреле 1940 г. В последующие годы мощность ГЭС возрастала за счет установки дополнительных гидроагрегатов и в настоящее время составляет 17,8 МВт.

На рис. В.2 приведен общий вид гидроузла с нижнего бьефа, где на втором плане видна плотина, а внизу – здание ГЭС.

Строительство Гергебельской ГЭС стало первым опытом в СССР сооружения гидроэлектростанции с высоконапорной 70-метровой арочно-гравитационной плотиной из монолитного бетона и представляло огромный интерес со строительной точки зрения.

Совмещенное распределительное устройство с напряжением 6–35 кВ, где в стесненных условиях строительной площадки открытое и закрытое распределительные устройства расположены друг над другом, – уникальное инженерное решение (рис. В.3).

Отметка основания плотины – 684,7 м; максимальная высота – 69,53 м, длина по гребню – 76,0 м, ширина в основании – 19,8 м, ширина на гребне – 1,89 м. Общий объем бетонной кладки – 2 100 м<sup>3</sup>. Радиус закругления арочно-гравитационной плотины – 50 м.

В состав гидроузла входят плотина, правобережный водосброс, левобережный безнапорный туннельный водосброс, водоприемник шахтного типа, напорный туннель, напорный трубопровод, отводящий канал, старое здание ГЭС с двумя гидроагрегатами, открытое распределительное устройство (ОРУ) с напряжением 35 кВ и трансформаторная подстанция (рис. В.4).

В 2004 г. в 5 км от Гергебельского гидроузла выше по течению реки Каракойсу была введена в эксплуатацию Гунибская гидроэлектростанция с арочно-гравитационной плотиной (рис. В.5, В.6). Водохранилище Гунибской ГЭС с полным объемом 10 млн м<sup>3</sup> стало аккумулятором воды для стабильной работы Гергебельской ГЭС с мощностью 15 МВт.

В искусственных прудах возле здания Гергебельской ГЭС было создано рыбное хозяйство, где выращивалась форель и другие породы рыб. Вода из водохранилища использовалась также для орошения ближайших садовых участков, где выращивались различные сорта абрикосов и персиков.

Водохранилище Гунибской ГЭС первым принимало на себя паводковые воды, за счет чего значительно улучшились условия работы гидротурбин Гергебельской ГЭС. Поступающая сюда вода стала значительно чище. Благодаря этому уменьшилась степень абразивного износа проточной части гидротурбин и заиления водохранилища Гергебельской ГЭС.





Рис. В.2. Общий вид гидроузла Гергебельской ГЭС (фото автора)



В 1963 г. было начато строительство Черкейской ГЭС на реке Сусак с устройством арочно-гравитационной плотины (рис. В.7), а в 1974 г. гидроэлектростанция была введена в эксплуатацию, установочная мощность – 1 000 МВт. Черкейское водохранилище многолетнего регулирования имеет полезный объем 1,32 млрд м<sup>3</sup> воды и площадь зеркала 42 км<sup>2</sup>.



Рис. В.3. Распределительное устройство Гергемельской ГЭС (фото автора)

Арочная плотина Черкейской ГЭС (рис. В.7) на реке Сулак в Дагестане высотой 230 м расположена в сейсмическом районе. В мае 1970 г.

произошло землетрясение силой более 6 баллов. Следует отметить, что, оказавшись вблизи эпицентра землетрясения разрушительной силы и находясь еще в стадии возведения, арочная плотина не получила значительных повреждений [2].



Рис. В.4. Машинный зал с тремя агрегатами Гергебельской ГЭС (фото автора)

Важнейшим районом гидротехнического строительства в 1959–1975 гг. являлась Центральная Сибирь. Знаменательным этапом в освоении гидроэнергоресурсов крупнейших рек Сибири было сооружение на Ангаре в 1954–1966 гг. второй гидроэлектростанции – Братской ГЭС. Образованное плотиной Братской ГЭС водохранилище имеет полезный объем 48 млрд м<sup>3</sup>. Огромными запасами гидроэнергоресурсов обладает Енисей. Первая гидроэлектростанция на Енисее – Красноярская ГЭС (рис. В.8). Здесь на скальном основании возведены бетонная плотина длиной 1 100 м и высотой до 124 м с водосливом, здание ГЭС. В состав основных сооружений гидроузла входит также наклонный судоподъемник с поворотным устройством [9].



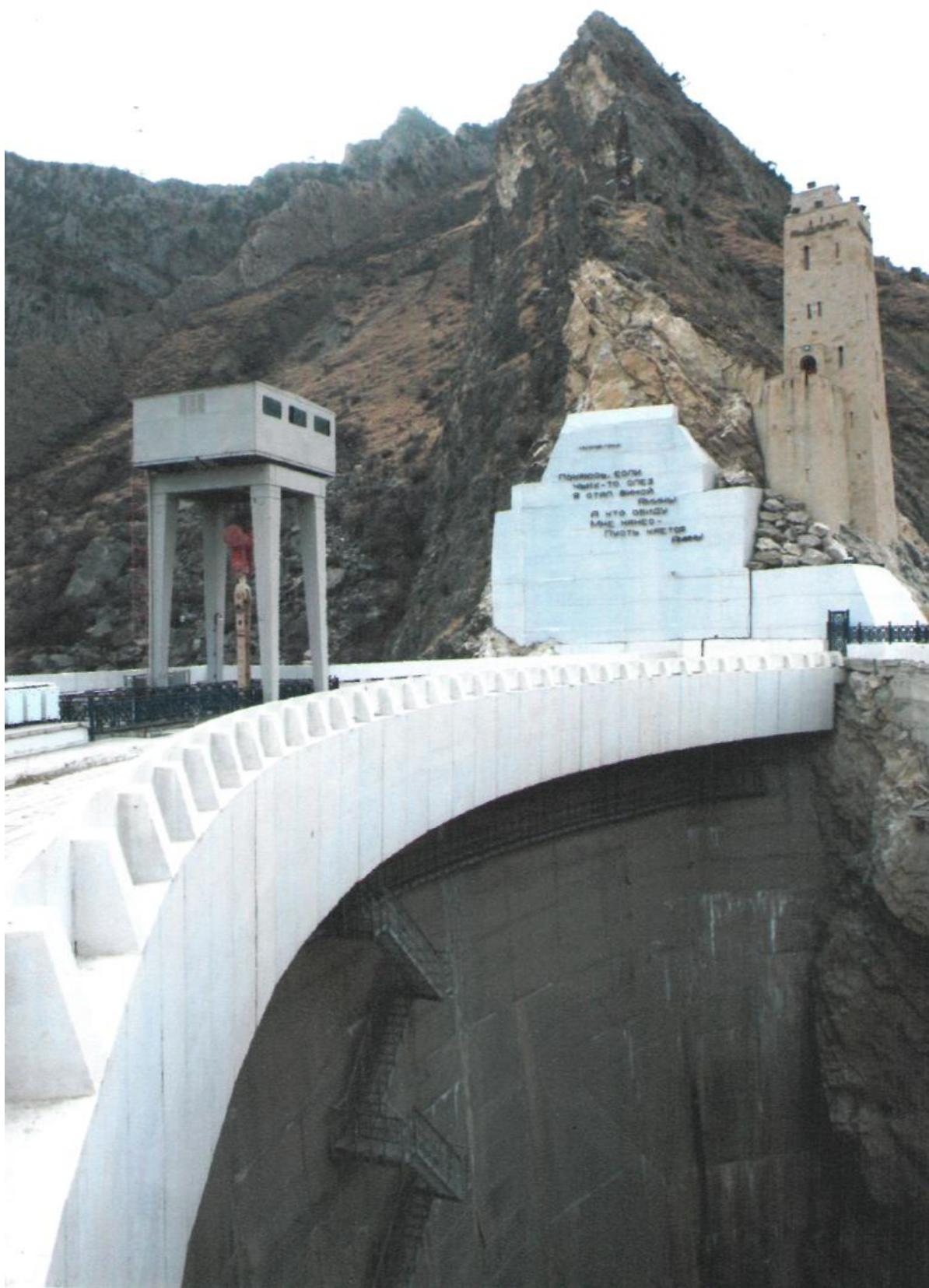


Рис. В.5. Арочная плотина Гунибской ГЭС (фото автора)

На Енисее построена также крупнейшая в мире Саяно-Шушенская ГЭС (мощностью 6,4 млн кВт) с арочно-гравитационной плотиной высотой 245 м, при длине по гребню 1 066 м, с шириной в основании 105,7 м, на гребне – всего 25 м (рис. В.9). Составная часть Саянского гидротехнического комплекса была возведена в 20 км ниже по течению – контррегулирующая Майнская ГЭС (рис. В.10), не только регулирующая уровень воды в Енисее, но и вырабатывающая дополнительно 1,6 млрд кВт·ч электроэнергии в год.



Рис. В.6. Общий вид Гунибской плотины с верхнего бьефа (фото автора)

На притоке Енисея Хантайке сооружена самая северная в стране Усть-Хантайская ГЭС с каменно-земляной плотиной и подземным зданием ГЭС. В необжитом районе Восточной Сибири на Вилую (Республика Саха – Якутия) были построены первая (1960–1968 гг.) и вторая (1970–1976 гг.) очереди мощной Вилуйской ГЭС.





*а*



*б*

Рис. В.7. Общий вид Черкейской ГЭС (фото автора):  
*а* – вид сверху; *б* – вид с нижнего бьефа



Рис. В.8. Красноярская ГЭС

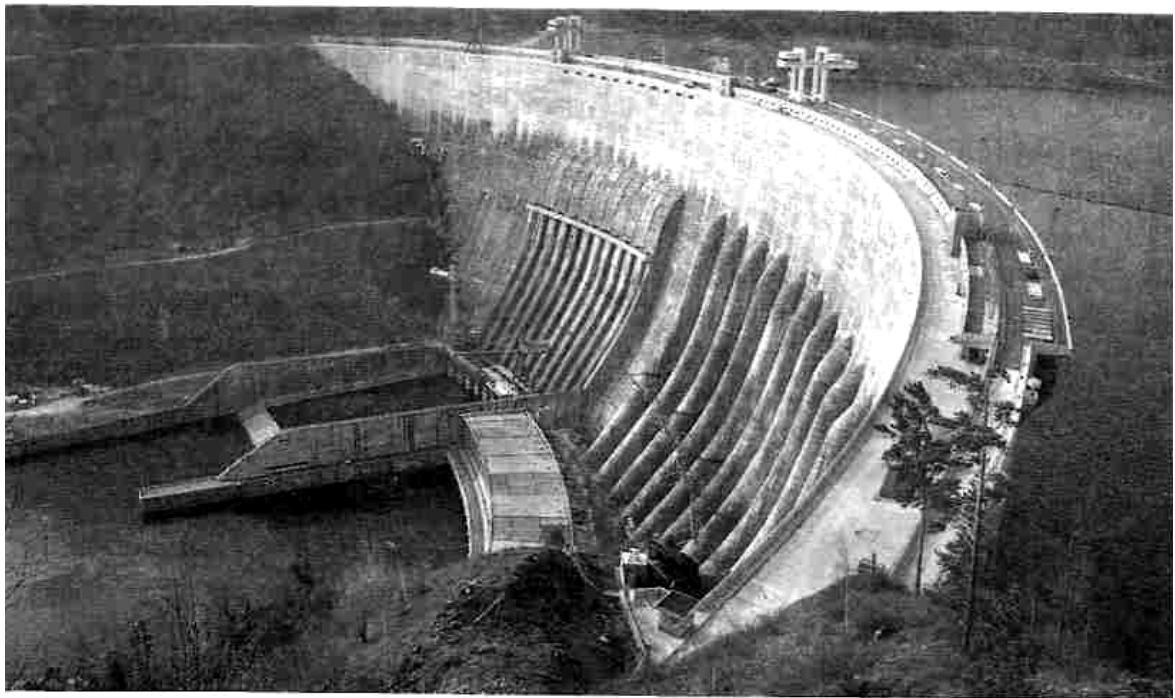


Рис. В.9. Саяно-Шушенская ГЭС им. П. С. Непорожного  
(вид с левого берега)

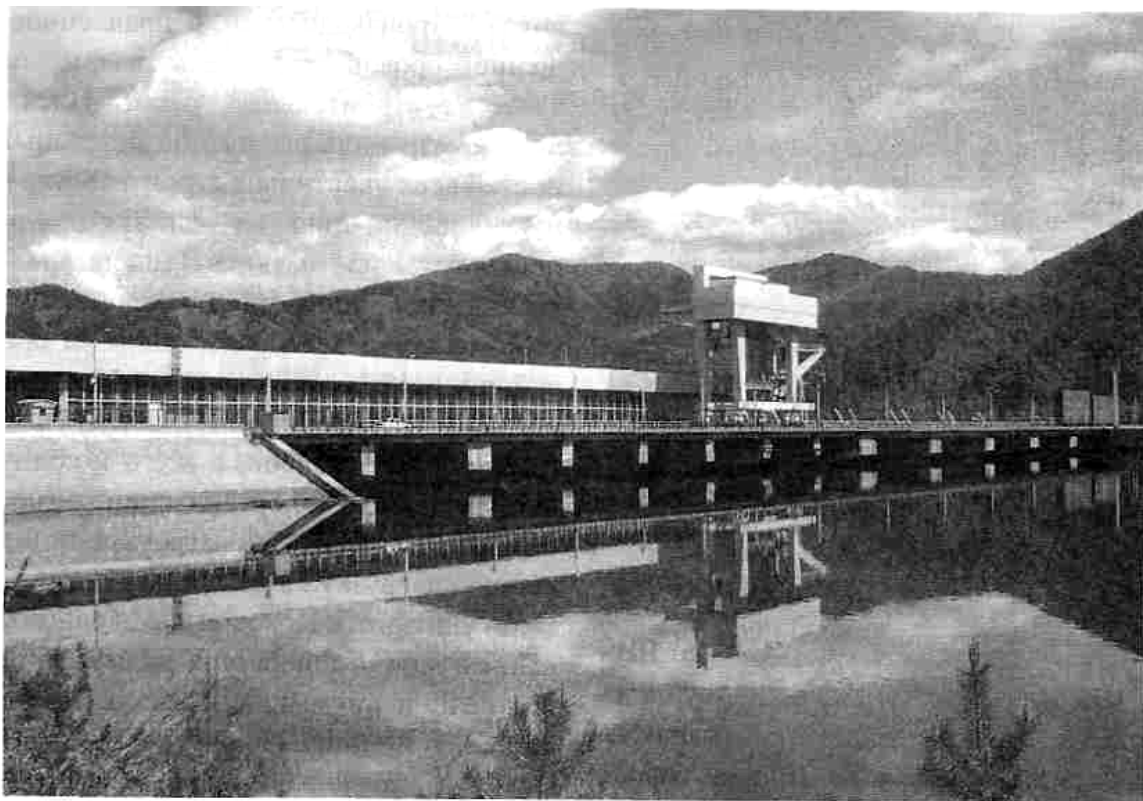


Рис. В.10. Майнская ГЭС

Рассматривается возможность осуществить в дальнейшем строительство на Енисее мощных гидроэлектростанций: Средне-Енисейской (6 000 МВт) и Осиновской (6 500 МВт), а на Ангаре – Нижнеангарской (2 200 МВт), а также Тунгусской ГЭС (до 7 000–8 000 МВт) на притоке Енисея Нижней Тунгуске.



## Р а з д е л 1

# ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ, ИХ ОСНОВАНИЯХ И УСЛОВИЯХ РАБОТЫ

## Г л а в а 1

### КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ГИДРОУЗЛОВ И ГИДРОСИСТЕМ. УСЛОВИЯ ИХ РАБОТЫ

*Гидротехническими сооружениями* называются инженерные сооружения, предназначенные для использования природных водных ресурсов (грунтовых вод, рек, озер) или для предотвращения вредного воздействия воды на окружающую среду (размыв берегов, наводнения, сели). При помощи гидротехнических сооружений можно непосредственно управлять водотоками и водоемами в соответствии с требованиями потребителей (регулировать уровень и расход воды, режим наносов, изменять направления водного потока, осуществлять пропуск льда, орошение и т. д.).

Гидротехнические сооружения различного назначения строят в самых разнообразных геологических, гидрологических и климатических условиях, поэтому их типы и конструкции весьма разнообразны.

#### 1.1. Классификация гидротехнических сооружений

По месту расположения (т. е. по роду водотока или водоема, на котором они построены) гидротехнические сооружения делят на *речные, морские, озерные, прудовые, внутрисистемные* и *подземные*.

По характеру выполняемых функций различают следующие виды гидротехнических сооружений [7, 15].

- *водоподпорные* – для создания напора воды (плотины, дамбы);
- *водопроводящие* – для подачи воды к месту ее потребления (каналы, туннели, лотки, трубопроводы);
- *водосборные* – для сбора излишков воды, а также для полезных пропусков в нижний бьеф (водосливы, глубинные и сифонные водосборы);

- *регулирующие (выправительные)* – для укрепления берегов и регулирования взаимодействия речного потока с руслом или регулирования воздействия волн и течения на берега водоемов (берегоукрепительные сооружения, струенаправляющие дамбы, шпоры).

По целевому (водохозяйственному) назначению все гидротехнические сооружения делят на две группы: *общего назначения* и *специальные сооружения*, к которым относятся водопроводящие и регулировочные, их используют для нужд различных отраслей водного хозяйства.

Различают следующие специальные гидротехнические сооружения:

- мелиоративные (каналы, насосные станции и другие сооружения, предназначенные для орошения, обводнения и осушения земель);
- водноэнергетические (здания гидроэлектростанций и др.);
- водотранспортные (каналы, шлюзы, судоподъемники, молы, волноломы, пристани и причалы);
- лесосплавные (лотки, бревноспуски, боны);
- рыбохозяйственные (рыбоподъемники, рыбоходы, рыбоводные пруды).

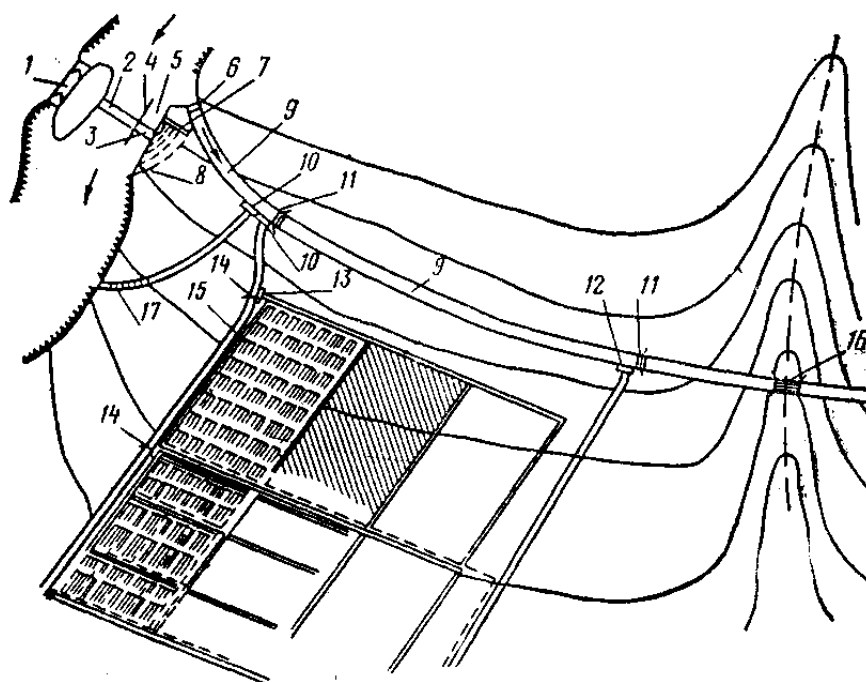


Рис. 1.1. Схема расположения гидротехнических сооружений на оросительной системе: 1 – судовой шлюз; 2 – плотина; 3 – промывной пролет плотины; 4 – разделительная стенка; 5 – карман-отстойник; 6 – головное сооружение оросительной системы; 7 – ГЭС; 8 – берегоукрепительное сооружение; 9 – магистральный канал; 10 – сбросное сооружение; 11, 14 – подпорные сооружения; 12, 13 – регуляторы; 15 – оросительная система; 16 – акведук или дюкер; 17 – перепад или быстроток

По капитальности все *постоянные* гидротехнические сооружения делят на четыре класса (с I по IV), а *временные* относят к V классу. Временными являются основные сооружения в период строительства или их ремонта. Классы капитальности гидротехнических сооружений мелиоративных систем приведены в табл. 1.1 [15].

Таблица 1.1

**Классы капитальности гидротехнических сооружений**

Площадь мелиоративных земель, обслуживаемых сооружением, тыс. га		Класс постоянных сооружений	
Орошение	Осушение	основных	второстепенных
400 и более	—	II	III
От 50 до 400	50 и более	III	IV
Менее 50	Менее 50	IV	IV

Примерная схема расположения гидротехнических сооружений на оросительной системе изображена на рис. 1.1.

Для каждого класса сооружений установлена надежность и степень точности тех или иных расчетов, что достигается введением определенных расчетных схем, коэффициентов запаса, строительных материалов и др.

## 1.2. Гидроузлы, гидросистемы и их классификация

**Гидроузлом** называют группу гидротехнических сооружений, объединенных условиями совместной работы и местоположением.

По месту расположения различают гидроузлы речные, на каналах, морские, озерные и прудовые, а по основному назначению – энергетические, воднотранспортные, водозаборные, оросительные, регулирующие сток реки для использования его в различных целях.

**Гидросистемой** называют комплекс гидротехнических сооружений (обычно они объединены в несколько гидроузлов), которые могут располагаться со значительным удалением друг от друга, но служат для выполнения общих водохозяйственных задач.

Подобно гидроузлам гидросистемы могут быть специализированными и комплексными.

При использовании реки в тех или иных целях иногда приходится создавать несколько сооружений разного назначения, располагая их примерно на одном месте. Особенно большое число гидросооружений получается в том случае, когда река перекрывается плотиной и имеет комплекс-



ное водохозяйственное использование. Из экономических и эксплуатационных условий отдельные сооружения объединяют в общий гидроузел.

Воду на орошение и водоснабжение забирают сооружениями, располагаемыми как в реке, так и в начале (голове) магистрального канала. Такой гидроузел называется *головным* или *водозаборным* (рис. 1.2).

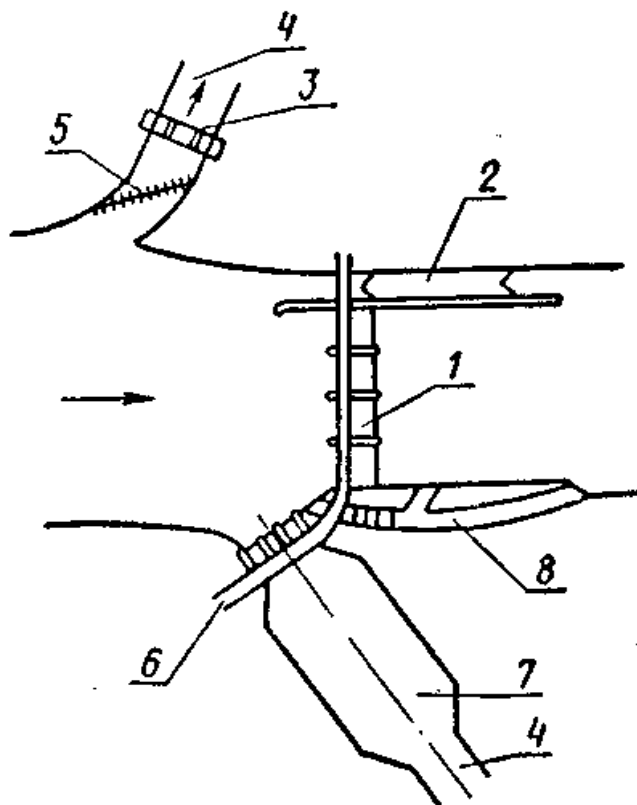


Рис. 1.2. Водозаборный узел сооружений:  
1 – плотина (водосбросная); 2 – судоходный шлюз; 3 – головной регулятор; 4 – магистральный канал; 5 – рыбазаградитель; 6 – дорога; 7 – отстойник; 8 – рыбоход

При недостатке в реке воды на орошение и для сбора поверхностного стока по суходолам устраивают водохранилища. Они позволяют осуществлять сезонное, годичное или многолетнее регулирование стока. *Узел водохранилищных сооружений* (рис. 1.3) обычно включает глухую плотину (чаще земляную или каменно-набросную), водосбросное сооружение для отвода из водохранилища лишней воды в период паводка, водозаборные устройства в виде водовыпусков в оросительные каналы, донный спуск для полного опорожнения водохранилища, насосную станцию для зоны машинного орошения. При больших водохранилищах многолетнего регулирования создается комплекс сооружений.

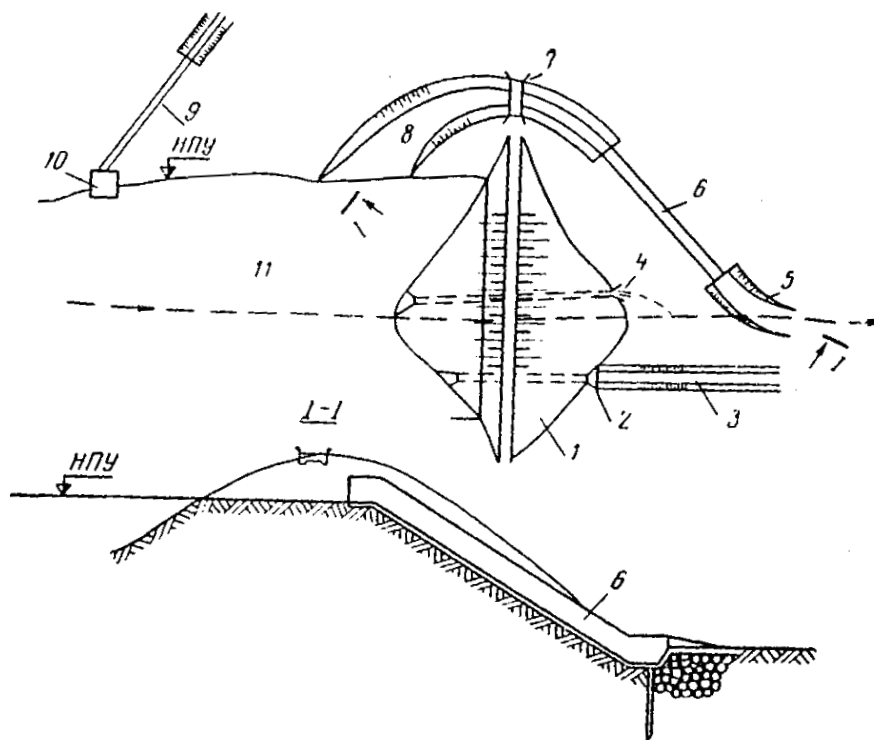


Рис. 1.3. Водохранилищный узел сооружений: 1 – плотина; 2 – водовыпуск в ороситель; 3 – оросительный канал; 4 – донный водоспуск; 5 – отводящий канал; 6 – водосбросное сооружение; 7 – мост; 8 – подводящий канал; 9 – трубопровод; 10 – насосная станция; 11 – водохранилище; НПУ – номинальный паводковый уровень

Основное наиболее ответственное сооружение большинства гидроузлов – плотина.

### 1.3. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений

Гидротехнические сооружения в отличие от других инженерных сооружений работают в постоянном контакте с движущейся или находящейся в покое водой, которая оказывает на них механическое, физико-химическое и биологическое воздействие.

**Механическое воздействие** воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок, в значительной степени определяющих форму и размеры сооружения. Оно в первую очередь должно учитываться при строительстве подпорных гидротехнических сооружений, которые после заполнения водохранилища оказываются под напором и испытывают давление воды. Так, *гидростатическое давление*, действующее в горизон-

тальном направлении со стороны верхнего бьефа, стремится сдвинуть или опрокинуть сооружение (рис. 1.4).

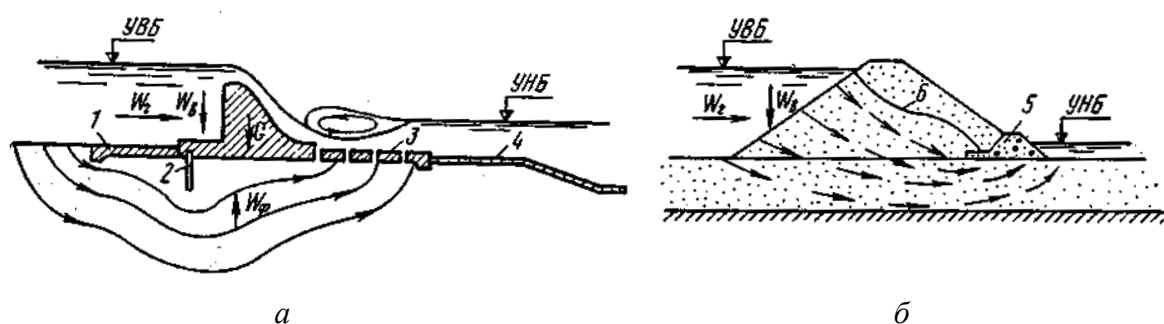


Рис. 1.4. Схемы воздействия воды на бетонную (а) и земляную (б) плотины: 1 – понур; 2 – шпунт; 3 – водобой; 4 – рисберма; 5 – дренажная призма; 6 – депрессионная кривая; УВБ – уровень верхнего бьефа; УНБ – уровень нижнего бьефа

Заполнение водохранилища приводит к изменению естественного режима руслового потока и грунтовых вод как в верхнем, так и нижнем бьефе, что непосредственно влияет на работу водоподпорных сооружений. Скорости течения в водохранилище вследствие увеличения глубин значительно уменьшаются по сравнению с бытовыми, однако на подходе к водосбросным сооружениям они возрастают и могут вызвать размывы дна в верхнем бьефе (такая опасность возникает, например, при пропуске воды через донные отверстия), что требует в необходимых случаях устройства перед сооружением крепления. При проходе потока с большими скоростями (20–30 м/с и более) через водослив (см. рис. 1.4) возникают *динамические нагрузки* на сооружение, а в нижнем бьефе энергия потока может вызвать размыв грунта основания, опасный для сооружения, что требует соответствующих защитных мероприятий (например, устройства водобоя, рисбермы).

Динамические нагрузки на гидротехнические сооружения возникают также при ударах волн, при движении фильтрационного потока в основании и в теле сооружения (см. рис. 1.4), при действии сейсмических сил во время землетрясения, которые кроме непосредственного воздействия на сооружение вызывают дополнительные инерционные силы в прилегающих к нему массах воды, а в сооружениях из грунта, насыщенного водой, обуславливают появление динамического порового давления.

В зимний период возможно возникновение статических нагрузок на сооружение при термическом расширении сплошного ледяного покрова или навале ледяных полей под действием ветра и течений, динамических нагрузок от ударов плавающего льда при пропуске его через гидроузел, а также нагрузок от промерзшего ледяного покрова при колебаниях уровня воды, которые могут привести к нарушению креплений откосов земляных плотин.

При фильтрации воды в основании сооружения возникает так называемое *противодавление*  $W_{\phi}$  – фильтрационное давление, направленное снизу вверх (см. рис. 1.4), которое уменьшает сопротивление сооружения сдвигу, зависящее от его собственного веса  $C_r$ . Фильтрационный поток может вызвать в грунтах основания различные виды фильтрационных деформаций: химическую и механическую суффозию, выпор грунта при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф, контактный размыв. Большое влияние оказывает фильтрационный поток на работу земляных плотин, значительная часть которых находится в зоне его действия (рис. 1.4, б) [8].

Суффозия и выпор, происходящие под действием движущейся воды в порах грунта, могут вызвать нежелательные его деформации.

Явление *механической суффозии* возникает только в несвязанных или малосвязанных грунтах и состоит в том, что под действием больших скоростей фильтрации мельчайшие частицы начинают передвигаться по порам и уноситься водой по направлению линий токов. Вследствие выноса частиц увеличивается объем пор в грунте, его коэффициент фильтрации, а следовательно, и скорость течения. С ростом последних увлекаются и более крупные частицы. В зависимости от структуры и состава грунта вымыв мелких частиц может привести к образованию пустот и неравномерным осадкам сооружения, а иногда и к его аварии.

При *химической суффозии*, которая чаще встречается в скальных породах, происходит растворение некоторых соединений и их вынос.

В глинистых грунтах суффозия не возникает, так как силы сцепления (молекулярного напряжения) препятствуют отрыву частиц общей массы. В этих грунтах чаще наблюдается *выпор*, сущность которого состоит в том, что на выходе из-под гидротехнического сооружения фильтрационный поток направлен почти вертикально снизу вверх и, оказывая взвешивающее давление на верхние слои, может приподнять их над отметкой дна нижнего бьефа.

**Физико-химическое воздействие** воды вызывает коррозию металлических элементов, кавитацию, которая может возникнуть в зонах, где поток обтекает сооружение с большими скоростями и образуется значительный вакуум, химическую суффозию в грунтах основания, содержащих легкорастворимые вещества (каменную соль, гипс) и др.

**Биологическое воздействие** воды связано с жизнедеятельностью различных обитающих в ней организмов, в результате которой может происходить зарастание трубопроводов, каналов, гниение деревянных сооружений (плотины) и др.

Многообразие воздействий воды на гидротехнические сооружения в сочетании с целым рядом других возможных воздействий, о чем было сказано выше, и самыми разнообразными климатическими, инженерно-геологическими и гидрологическими условиями строительства вызывает необходимость индивидуального подхода к проектированию каждого сооружения.

## 1.4. Классификация плотин и их конструкции

**Плотины** – это гидросооружения, перегораживающие водный поток и тем самым поднимающие (подпирающие) уровень воды перед собой. Часть водоема или водотока с более высоким уровнем воды называется *верхним бьефом*, а часть с другой стороны плотины – *нижним бьефом*. Разность уровней в этих бьефах определяет напор на сооружение.

Плотины классифицируются по водохозяйственному назначению, высоте подъема, способу пропуска воды из верхнего бьефа в нижний и материалу, из которого они возведены.

По назначению плотины разделяют на водоподъемные и водохранилищные. *Водоподъемные* плотины подпирают уровень воды на небольшую высоту для благоприятного забора воды из реки, командования над территорией ее транспортирования. *Водохранилищные* плотины перекрывают долину реки между коренными берегами и образуют водохранилища большой емкости, регулирующие сток рек. К водохранилищным относятся и небольшие плотины, создающие пруды.

По высоте подъема воды плотины делятся на *низконапорные* с глубиной воды у плотины до 15 м, *средненапорные* с глубиной 15–50 м и *высоконапорные* с глубиной более 50 м.

По способу пропуска воды из верхнего бьефа в нижний различают «глухие» плотины без отверстий для пропуска паводков, *водосливные* с переливом воды через гребень и *щитовые*, поделенные быками на отдельные пролеты, перекрываемые затворами.

По роду применения строительных материалов плотины бывают земляные, каменные и каменно-земляные, бетонные и железобетонные, деревянные и из разных материалов.

### 1.4.1. Земляные плотины

*Земляной*, а также *грунтовой* плотинной называют водоподпорное сооружение, возводимое из однородных или неоднородных по механическому составу грунтов.

Плотины из грунтов находят самое широкое применение в практике гидротехнического строительства. Они являются основным сооружением в водохранилищных гидроузлах, а также входят в состав речных гидроузлов любого назначения, когда создается разность уровней бьефов. Значительное распространение получили земляные плотины в водохозяйственном строительстве, особенно гидромелиоративного назначения, при устройстве дамб обвалования, насыпей каналов и пр.

Основное и существенное преимущество земляных плотин состоит в том, что для их возведения используют местный строительный материал – грунт. Получение этого материала связано с затратами только на вскрытых работах в карьерах, незначительными по сравнению с общей стоимостью сооружения.

Кроме того, земляные плотины обладают следующими достоинствами [4, 18]:

- возможность возведения в любых географических районах;
- сохранение прочности и устойчивости в сейсмических условиях;
- применимость для возведения практически любых грунтов, находящихся на месте строительства;
- механизация всех процессов по разработке, перемещению, укладке и уплотнению грунтов;
- сохранение грунтом тела плотины своих свойств со временем, отсутствие необходимости в затратах на ремонтные работы в процессе эксплуатации, за исключением ремонта покрытий верхнего откоса.

К недостаткам земляных плотин можно отнести невозможность сброса паводковых расходов непосредственно через них, наличие в их теле фильтрационного потока, потенциально создающего условия для деформации тела плотины, большие фильтрационные потери воды при некоторых грунтах, заставляющие применять специальные противофильтрационные устройства.

**Классификация.** Земляные плотины классифицируют по ряду признаков (рис. 1.5–1.10).

*По высоте* различают земляные высокие плотины – с максимальным действующим напором более 50 м, средней высоты – с напором 15–50 м и низкие – с напором менее 15 м.

*По способу возведения* земляные плотины могут быть:

- насыпные с искусственным уплотнением грунта;
- насыпные без искусственного уплотнения грунта – с отсыпкой его пионерным способом насухо или в воду;
- насыпные, образованные с применением направленного взрыва;
- намывные, возведенные средствами гидромеханизации.

*По конструкции* (согласно СНиП 2.06.05–84) различают земляные плотины однородные (рис. 1.5, а), неоднородные (рис. 1.5, б, в); с экраном из негрунтовых материалов (рис. 1.5, г); с грунтовым ядром – вертикальным или наклонным (рис. 1.5, д); с негрунтовой диафрагмой (рис. 1.5, е); с грунтовым экраном (рис. 1.5, ж).

*По конструкции противофильтрационных устройств* в их основании: с зубом (рис. 1.5, з); с инъекционной (цементационной и др.) завесой (рис. 1.5, д); со стенкой, шпунтом (рис. 1.5, е); с понуром (рис. 1.5, ж).

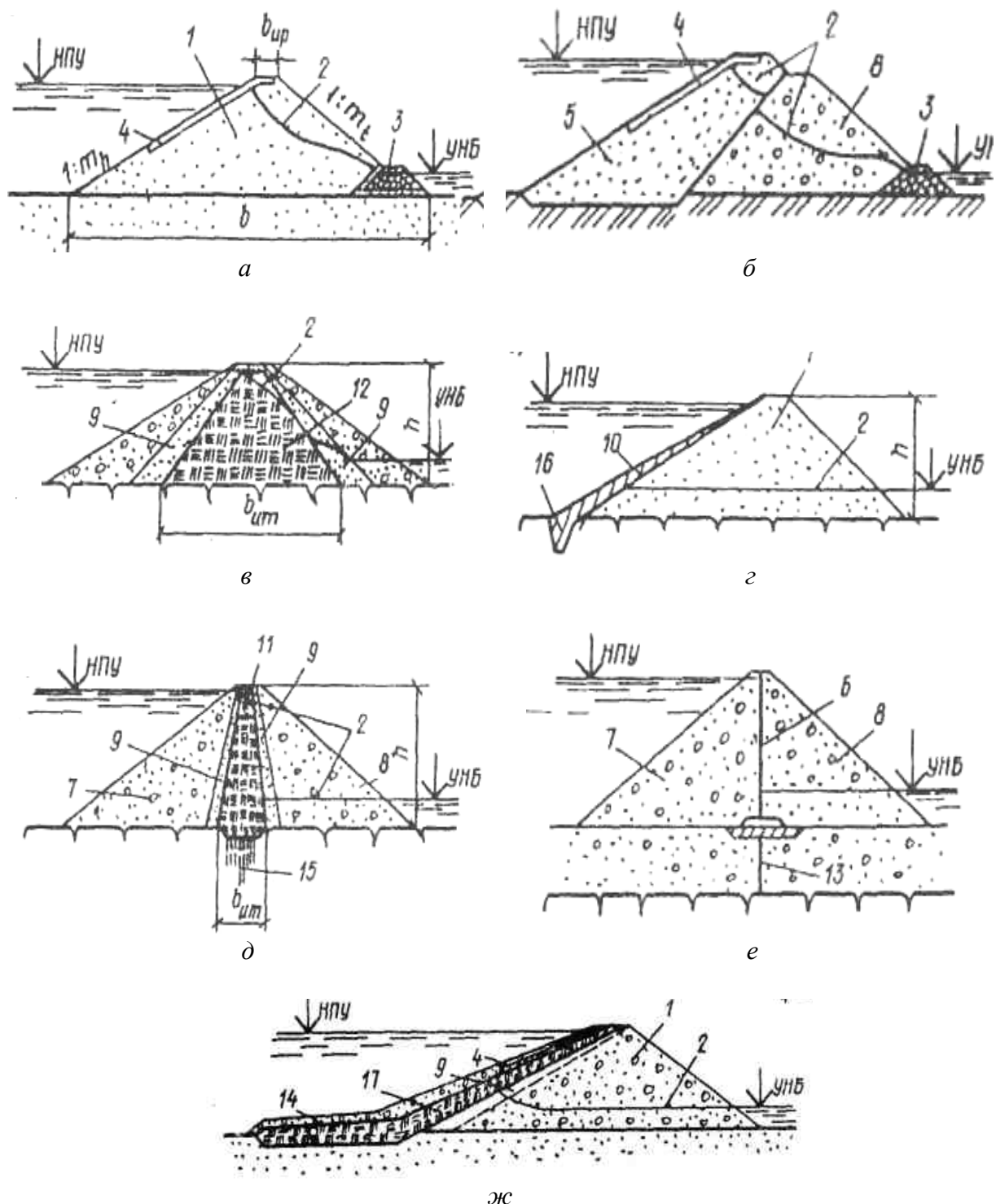


Рис. 1.5. Виды земляных насыпных плотин: *а* – однородные; *б, в* – неоднородные; *г* – экран из негрунтовых материалов; *д* – грунтовое ядро; *е* – с негрунтовым материалом; *ж* – с понуром: 1 – тело плотины; 2 – поверхность депрессии; 3 – дренаж; 4 – крепление откосов; 5 – верховая грунтовая противофильтрационная призма; 6 – диафрагма; 7 – верховая призма; 8 – низовая призма; 9 – переходный слой; 10 – экран из негрунтовых материалов; 11 – грунтовое ядро; 12 – центральная грунтовая призма; 13 – шпунт или стенка; 14 – понур; 15 – инъекционная (цементационная) завеса; 16 – зуб; 17 – грунтовый экран

По материалу – каменные и каменно-земляные плотины без применения вяжущих веществ (рис. 1.6).

По противοфилтрационным устройствам и способу производства работ плотины подразделяются на следующие основные виды:

- каменно-земляные: с грунтовым экраном (рис. 1.6, а); с грунтовым ядром (рис. 1.6, б); с верховой грунтовой призмой (рис. 1.6, в, г); с центральной грунтовой призмой (рис. 1.6, г);
- каменно-набросные (рис. 1.7): с экраном из негрунтовых материалов (рис. 1.7, а); с диафрагмой (рис. 1.7, б).

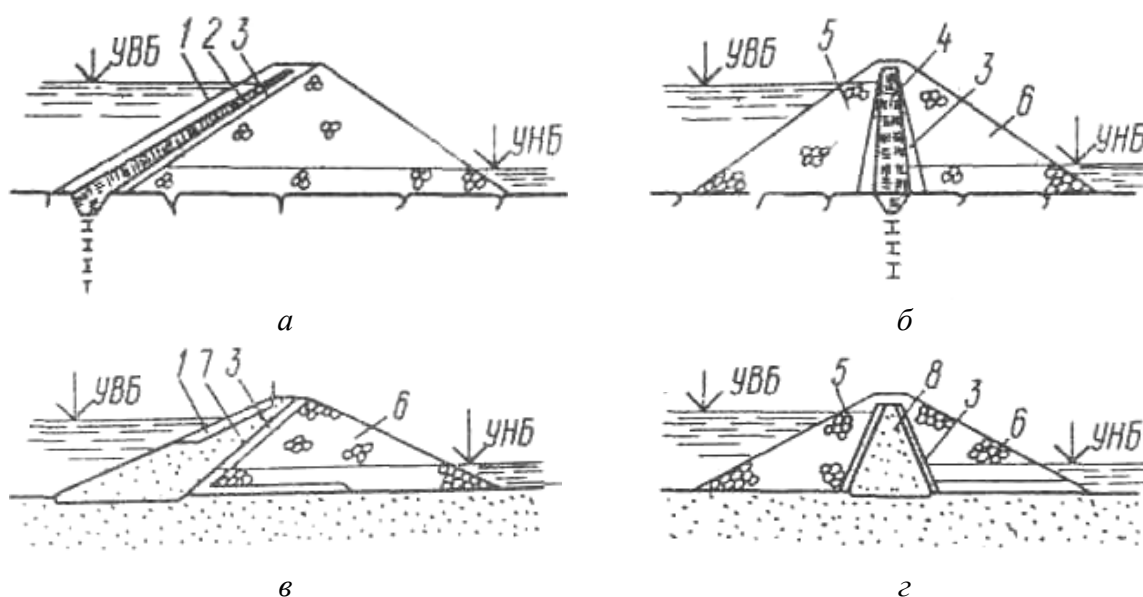


Рис. 1.6. Виды каменно-земляных плотин: а – с грунтовым экраном; б – с грунтовым ядром; в – с верховой грунтовой призмой; г – с центральной грунтовой призмой; 1 – крепление верхового откоса; 2 – грунтовый экран; 3 – переходные слои (обратные фильтры); 4 – грунтовое ядро; 5, 6 – верховая и низовая призма; 7, 8 – верховая и центральная грунтовые противοфилтрационные призмы

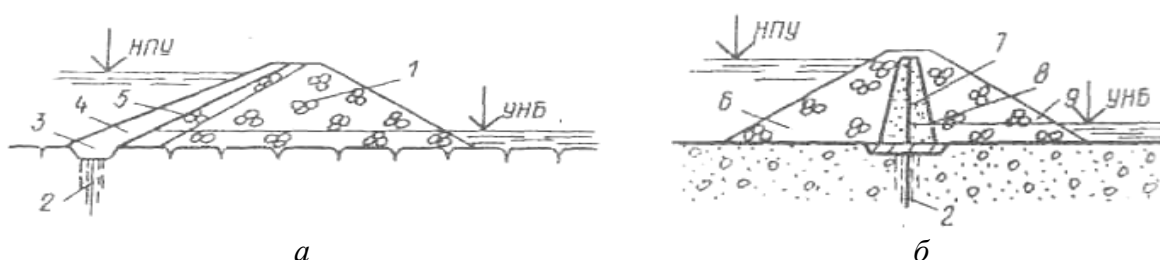


Рис. 1.7. Виды каменно-набросных плотин: а – с экраном из негрунтовых материалов; б – с диафрагмой; 1 – тело плотины; 2 – цементационная завеса; 3 – бетонный зуб; 4 – железобетонный экран; 5 – подэкрановая кладка; 6 – верховая призма; 7 – диафрагма; 8 – переходные слои; 9 – низовая призма

В практике строительства плотин в горной местности применяют способ укладки грунта в тело гидротехнических сооружений при помощи



направленных взрывов (рис. 1.8). Взрывонабросные плотины подразделяются на плотины с инъекционным ядром (рис. 1.8, а) и с экраном (рис. 1.8, б).

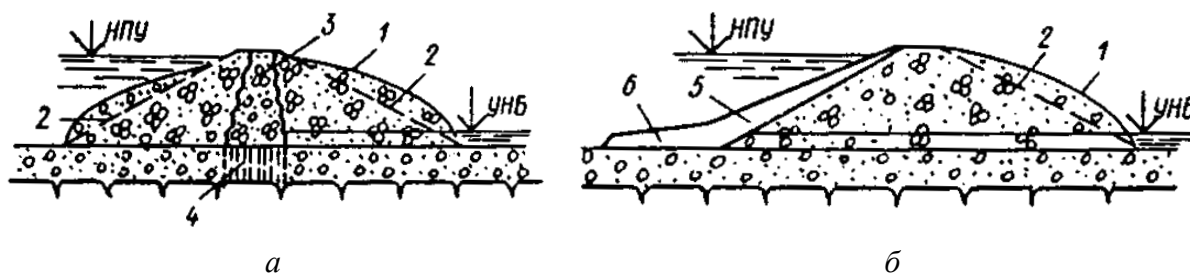


Рис. 1.8. Виды взрывонабросных плотин: а – с инъекционным ядром; б – с экраном;  
1 – контур навала; 2 – контур расчетного профиля; 3 – инъекционное ядро;  
4 – инъекционная завеса; 5 – экран; 6 – понур

Тип и конструкцию плотин выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов в зависимости от ее функционального назначения, инженерно-геологических, гидрологических условий, с учетом сейсмичности района, компоновки гидроузла, наличия местных строительных материалов.

Плотины из грунтовых материалов применяются, как правило, для глухих участков напорного фронта гидроузлов.

**Намывные плотины.** Намывными называют земляные плотины, доставку и укладку грунтов в которых производят средствами гидромеханизации.

Намывные плотины в зависимости от грунтов тела плотины и способов возведения подразделяются на однородные, неоднородные и комбинированные (рис. 1.9).

*Однородные* плотины могут быть с принудительно формируемыми откосами (рис. 1.9, а), со свободно формируемыми откосами – верховым (рис. 1.9, б) или обоими, узкопрофильные (рис. 1.9, в).

*Неоднородные* плотины подразделяются на плотины с ядром (рис. 1.9, в) и с центральной зоной (рис. 1.9, г).

*Комбинированные* плотины устраиваются с насыпным ядром из глинистого грунта и намывными боковыми зонами (рис. 1.9, д) и с насыпными банкетам из горной массы и намывной однородной центральной зоной (рис. 1.9, е).

**Земляные плотины, возводимые в условиях вечной мерзлоты.** Плотины из грунтовых материалов, возводимые в районах распространения вечномерзлых грунтов (в северной строительной-климатической зоне), по принципу строительства и температурному режиму их тела, согласно СНиП 2.06.05–84, подразделяются на два типа: талые (или фильтрующие), и мерзлые, через тело которых фильтрация не допускается (рис. 1.10). Выбор плотины определяется инженерно-геологическими и мерзлотно-

грунтовыми условиями в створе сооружения и наличием местных строительных материалов [8].

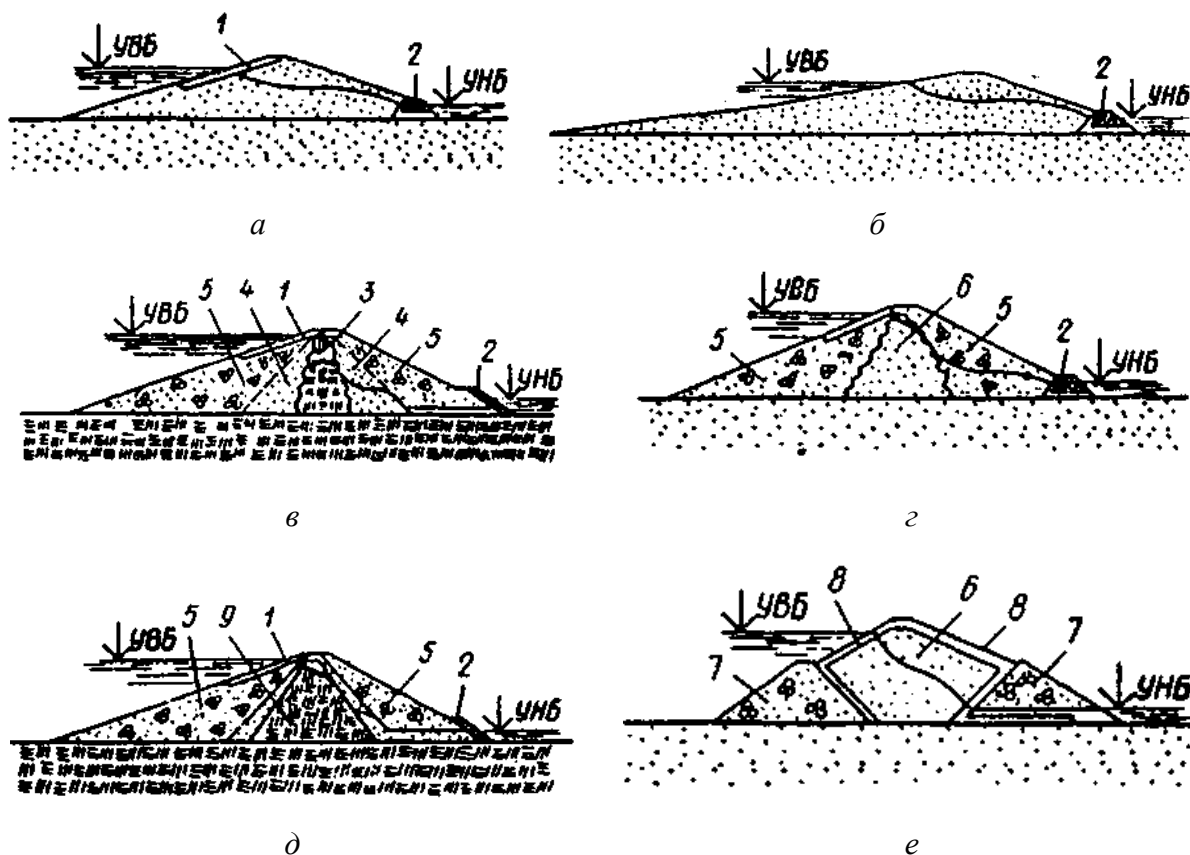


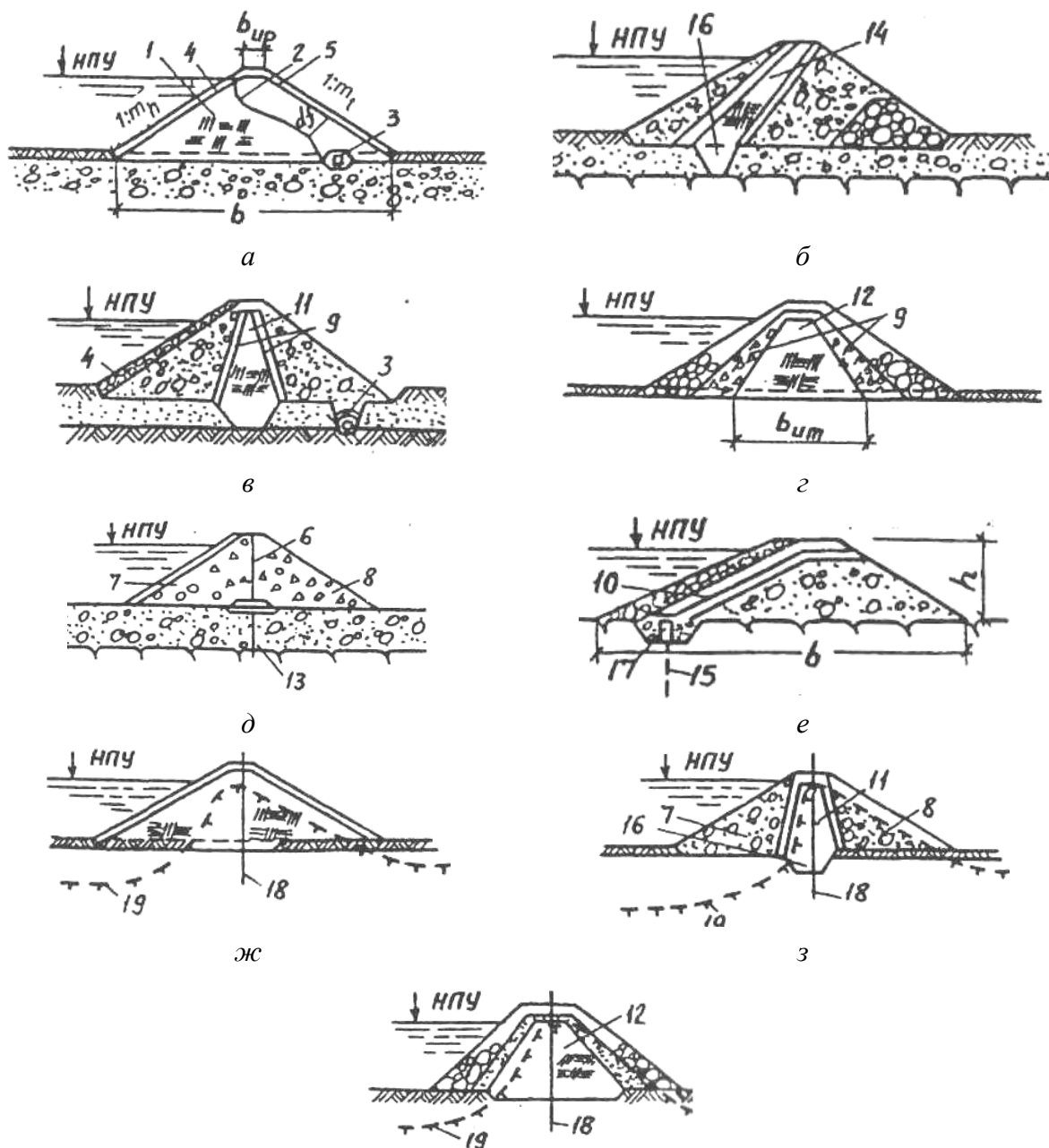
Рис. 1.9. Виды намывных плотин: а, б – однородные; в, г – неоднородные; д, е – комбинированные; 1 – крепление верхнего отвеса; 2 – дренаж; 3 – намывное ядро; 4 – намывные промежуточные зоны; 5 – намывные боковые зоны; б – намывная центральная слабопроницаемая зона; 7 – боковые насыпные зоны (банкетки); 8 – сейсмостойкое крепление откоса; 9 – насыпное глинистое ядро

Земляные насыпные талые плотины подразделяются: на однородные (рис. 1.10, а); с грунтовым экраном (рис. 1.10, б); с ядром (рис. 1.10, в); с центральной призмой (рис. 1.10, г); с диафрагмой (рис. 1.10, д); с экраном из негрунтовых материалов (рис. 1.10, е).

Противофильтрационные устройства в основаниях талых плотин применяют с зубом (рис. 1.10, б, в, е); с инъекционной (цементационной) завесой (рис. 1.10, е) и со стенкой из шпунта (рис. 1.10, д).

Земляные насыпные мерзлые плотины подразделяются: на однородные с мерзлотной завесой (рис. 1.10, ж); с ядром и с мерзлотной завесой (рис. 1.10, з); с центральной призмой и с мерзлотной завесой (рис. 1.10, и).

Противофильтрационные устройства в основаниях мерзлых плотин применяют с мерзлотной завесой (рис. 1.10, д, ж, и) и с зубом в сочетании с мерзлотной завесой (рис. 1.10, з).



и

Рис. 1.10. Типы и виды земляных насыпных плотин, возводимых в северной строительной-климатической зоне: а-е – тальные плотины; ж-и – мерзлые; 1 – тело плотины; 2 – поверхность депрессии; 3 – дренаж; 4 – крепление откосов; 5 – тепло-изоляционный слой; 6 – диафрагма; 7 – верховая призма; 8 – низовая призма; 9 – переходной слой; 10 – экран из негрунтовых материалов; 11 – грунтовое ядро; 12 – центральная грунтовая противофильтрационная призма; 13 – шпунт или стенка; 14 – грунтовый экран; 15 – инъекционная (цементационная) завеса; 16, 17 – цементационные галереи; 18 – замораживающая система; 19 – линия раздела талого и мерзлого грунтов;  $h$  – высота плотины;  $b$  – ширина плотины понизу;  $b_{ит}$  – ширина противофильтрационного устройства понизу;  $b_{гр}$  – ширина плотины по гребню;  $m_h$  – коэффициент верхового откоса;  $m_t$  – коэффициент низового откоса

СНиП 2.06.05–84 рекомендует при наличии нескольких грунтов, сложенных из мало- и среднесжимаемых при оттаивании мерзлых грунтов, применять мерзлые плотины с ядром, а на сильнольдистых основаниях – мерзлые плотины с центральной противофильтрационной призмой. Более подробно плотины в районах вечной мерзлоты рассмотрены в разд. 2, гл. 2.

#### 1.4.2. Бетонные плотины

Бетонные плотины сооружаются на многоводных реках со значительными паводками, характеризуются протяженными бетонными водосливными плотинами, приплотинными зданиями ГЭС и наличием на береговых участках (в широких створах) грунтовых плотин или бетонных глухих плотин. На горных и предгорных участках водотоков возводятся плотинные и плотинно-гравитационные гидроузлы с высокими плотинами из грунтовых материалов или бетона; большинство этих гидроузлов являются комплексными. В условиях широких речных долин с развитыми пойменными террасами, образованными сложным комплексом скальных и не-скальных пород, и при достаточной протяженности скальных площадок наиболее приемлемыми типами высоких плотин являются *массивно-контрфорсные* или *гравитационные водосливные* бетонные плотины, приспособленные для пропуска строительных и эксплуатационных расходов водотока и для размещения в плотинах водопроводящих трактов к расположенным ниже зданиям ГЭС [7].

При возведении *бетонной водосливной плотины в широком створе* пропуск строительных расходов осуществляется через стесненное русло реки, а после перекрытия основного русла – через несколько ярусов водосбросных отверстий и далее через полностью или неполностью законченный водослив. Примером такого решения является Красноярский гидроузел (рис. 1.11), в состав сооружений которого входят бетонная плотина – «глухая», водосливная (рис. 1.11, поз. 4) и станция ГЭС (рис. 1.11, поз. 2), приплотинные здания ГЭС, турбинные трубопроводы, размещенные на низовой грани плотины, наклонный судоподъемник и открытые распределительные устройства. Водосливная плотина размещена в левобережной части русла и имеет семь водосливных отверстий пролетом до 25 м, общей пропускной способностью  $14\,600\text{ м}^3/\text{с}$  (рис. 1.12, а). Здание ГЭС, расположенное за плотиной в нижней части (рис. 1.12, б), представляет бетонный армированный массив, способствующий вследствие замоноличивания шва между плотиной и ГЭС увеличению сопротивляемости сдвигу бетонной плотины [7].

В узких створах горных рек возводят *арочные железобетонные «глухие» плотины*, например Гунибская ГЭС (см. рис. В.5) в Республике Дагестан. В состав их сооружений входят: арочные плотины, туннель для пропуска паводковых вод и приплотинные станции ГЭС.

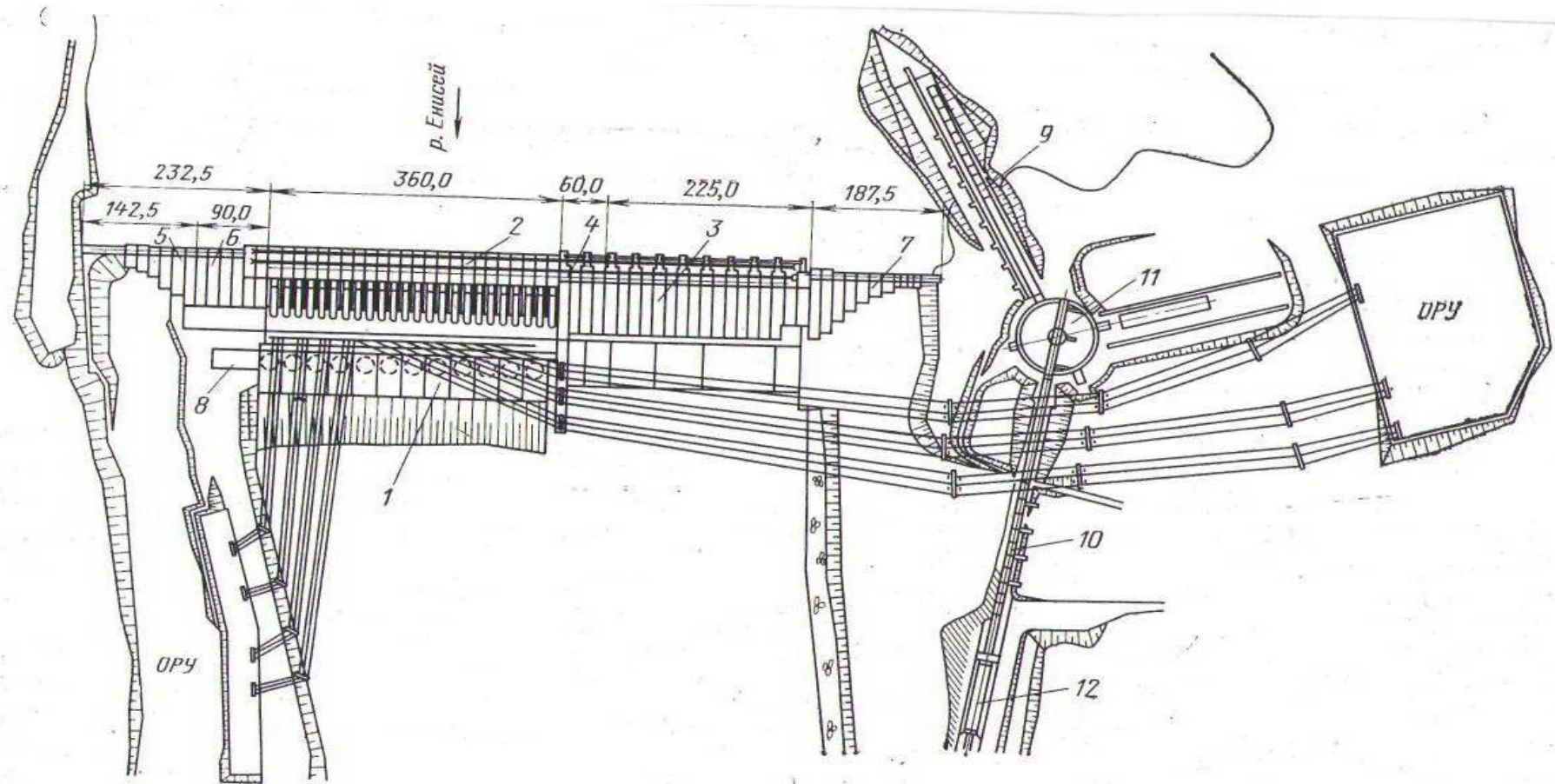


Рис. 1.11. Продольный план гидроузла Красноярской ГЭС: 1 – здания ГЭС; 2 – станционная плотина; 3 – водосливная плотина; 4 – «глухая» русловая плотина; 5 – правобережная береговая «глухая» плотина; 6 – то же русловая; 7 – правобережная «глухая» плотина; 8 – монтажная площадка; 9 – верховой судоходный путь; 10 – то же низовой; 11 – поворотное устройство; 12 – судоходная камера

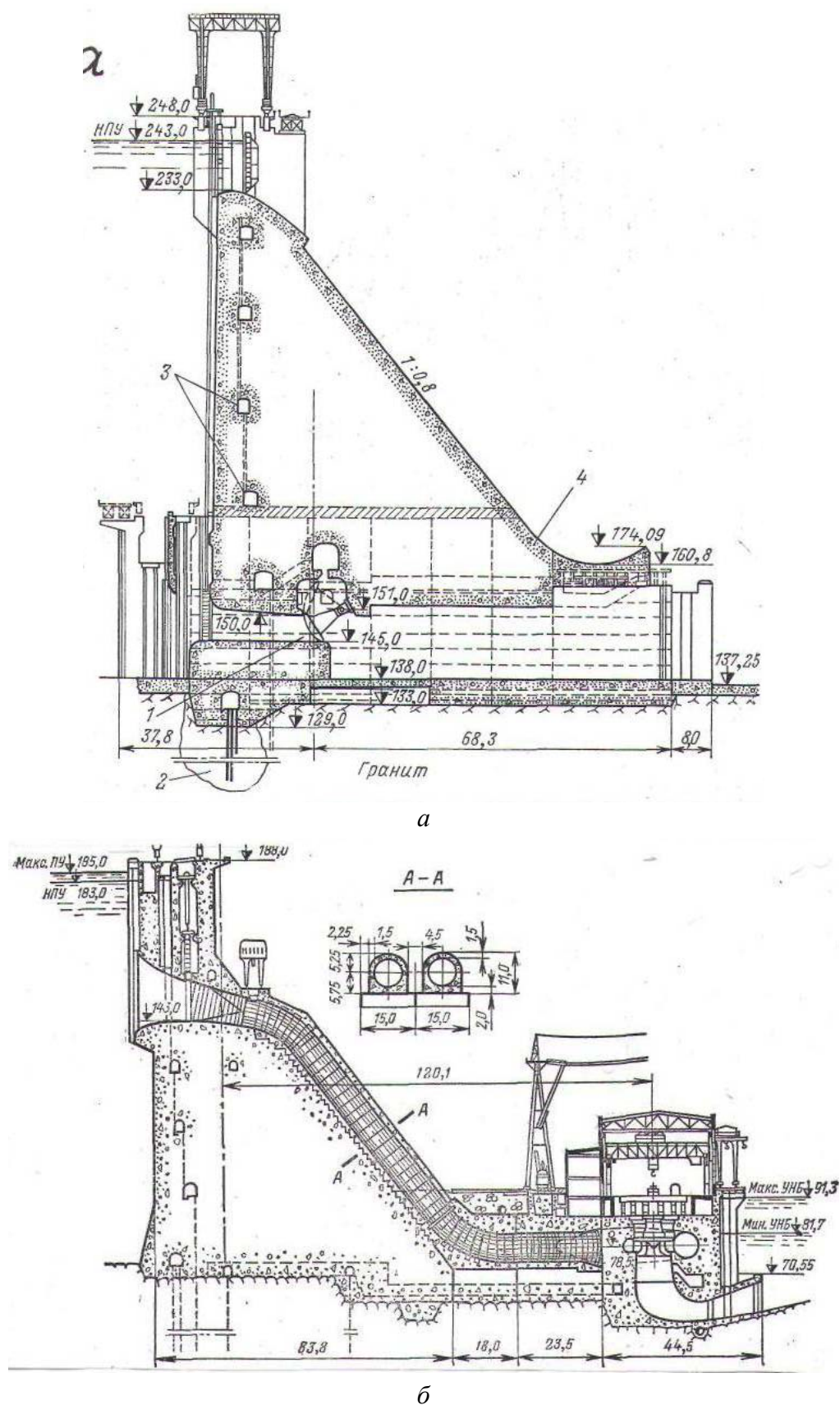


Рис. 1.12. Плотина Красноярской ГЭС: *а* – водослив: 1 – донные водосбросы; 2 – цементационная завеса; 3 – смотровые галереи; *б* – здание ГЭС



Освоение крупных рек обуславливает целесообразность создания во многих случаях напорного фронта из *высоких бетонных плотин*, сооружаемых обычно *на скальных основаниях*.

Плотины Красноярской, Усть-Илимской, Братской и ряда других гидроэлектростанций имеют классический треугольный профиль, безвакуумное очертание водосливной грани и вертикальную напорную грань. Гравитационные плотины Братского, Мамаканского и Красноярского гидроузлов выполнены облегченными [9].

Бетонная плотина Братской ГЭС высотой 125 м и общей длиной 1 420 м состоит из станционной части длиной 440 м, водосливной части длиной 242 м и глухих секций протяженностью 738 м. Плотина имеет полные, доведенные до основания деформационные швы шириной 7 м в станционной, водосливной и глухих частях плотины и 47 м в береговых участках плотины (рис. 1.13).

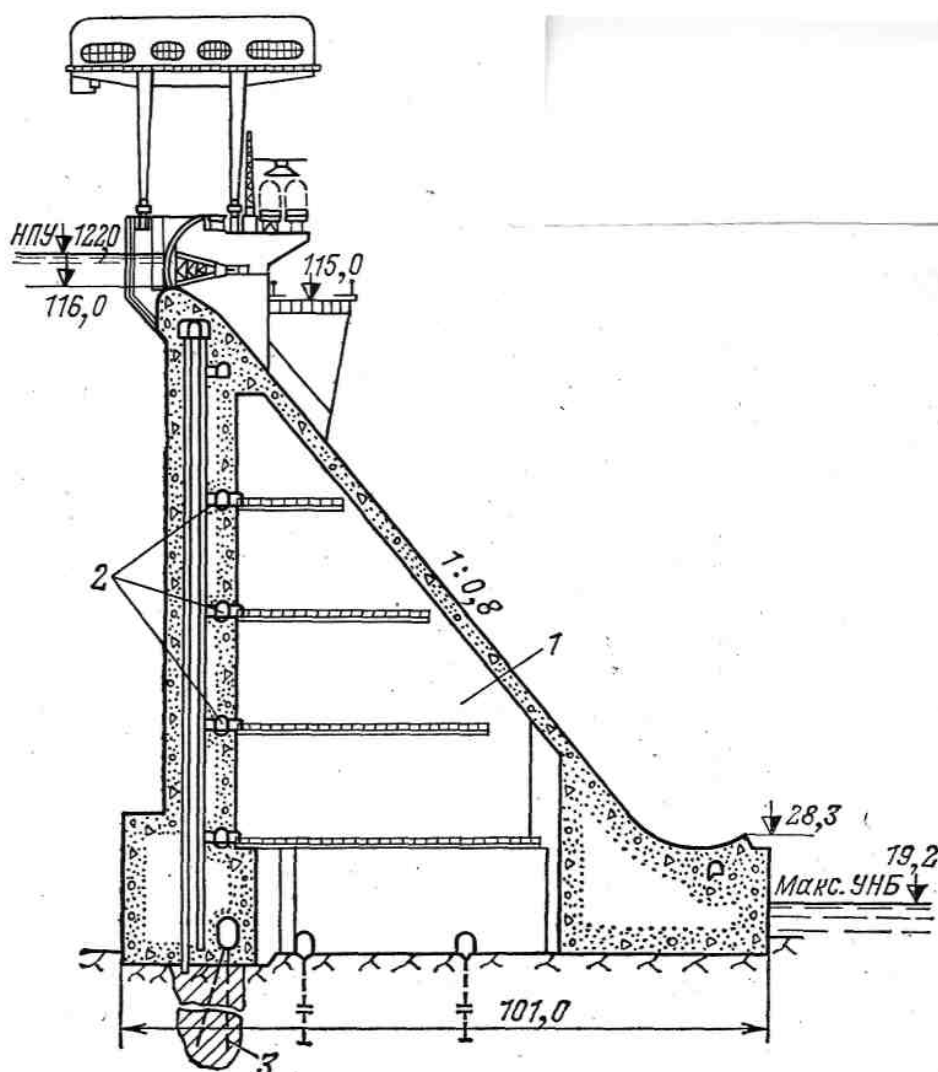


Рис. 1.13. Плотина Братской ГЭС: 1 – полость деформационного шва; 2 – смотровая галерея; 3 – цементационная завеса

В районах вечной мерзлоты со средней годовой температурой воздуха  $-5,8^{\circ}\text{C}$  возведена Мамаканская ГЭС. В состав ее сооружений входят: бетонная гравитационная плотина треугольного профиля высотой 58 м со швами шириной 6 м, разделенная на глухую, водосливную (рис. 1.14) и станционные части, и приплотинное здание ГЭС.

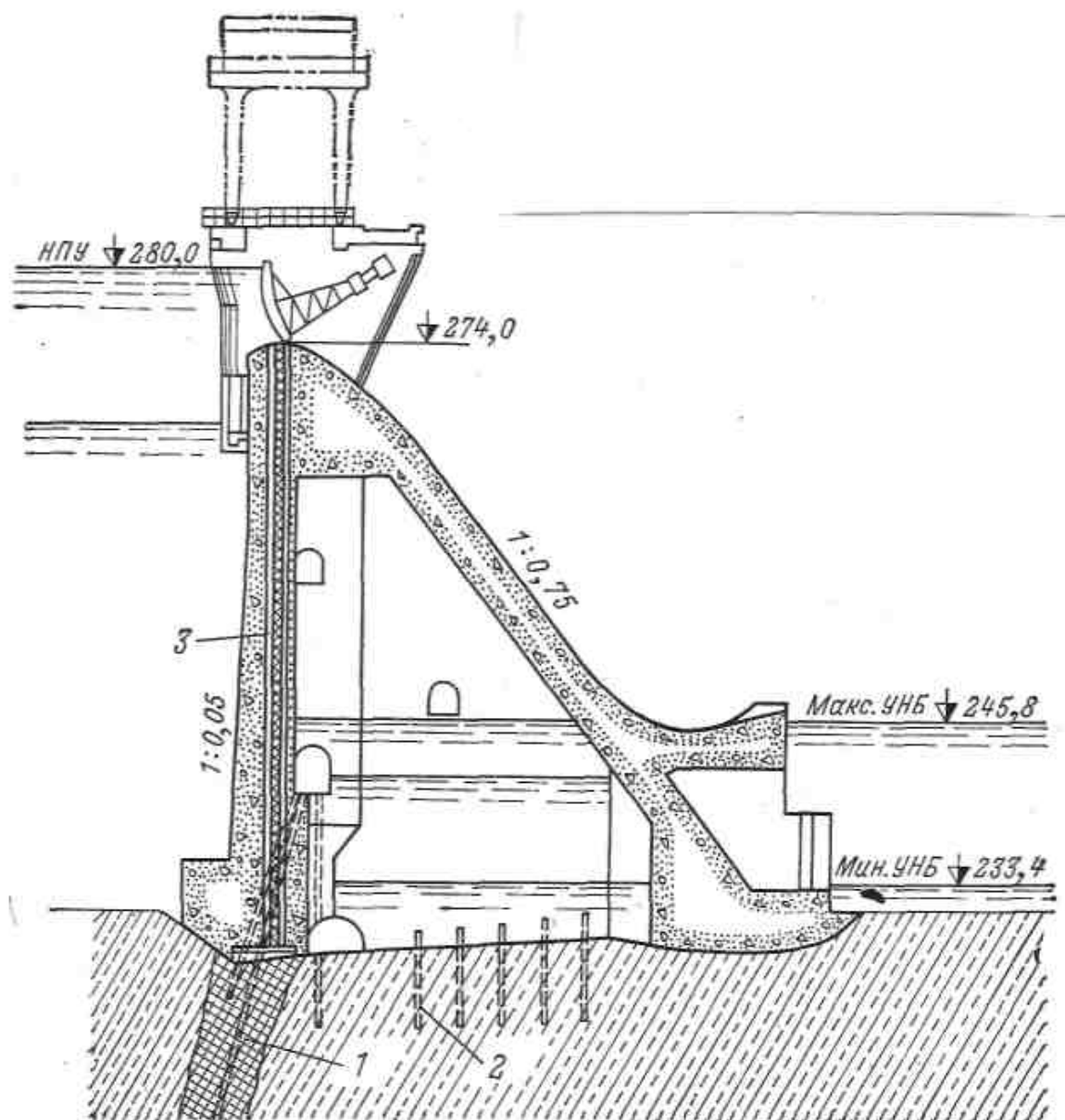


Рис. 1.14. Водосливная плотина Мамаканского гидроузла:

1 – цементационная завеса; 2 – дренажные скважины; 3 – дрены тела плотины

Весь напорный фронт Красноярского гидроузла составляет бетонная плотина длиной 1 065 м и максимальной высотой 124 м. Плотина гравитационного типа имеет в основании по осям деформационных швов разгрузочные полости шириной 4,6 м, что позволило уменьшить противодействие в основании плотины по сравнению с таковым в обычной гравитаци-



онной плотине. В нижней части плотины предусмотрены донные отверстия для пропуска расходов воды во время строительства (см. рис. 1.12, а). Сквозные деформационные швы расположены через 15 м, кроме того, устроены дополнительные швы через 7,5 м в верхней части глухой плотины в зоне сработки водохранилища.

На скальных основаниях устраиваются протяженные грунтовые плотины, а также водосливные и среднего напора гравитационные бетонные плотины. Значительное распространение получили водосливные плотины с поверхностными, а также донными отверстиями, позволяющими аккумулировать часть воды паводкового стока в водохранилище и увеличивать глубину сработки, и напорные здания ГЭС, совмещенные с водосбросами.

Напоры, воспринимаемые *бетонными плотинами на скальных основаниях*, достигают 40 м и более. При создании первых гравитационных бетонных плотин их устойчивость и прочность обеспечивались за счет увеличения объема, а также за счет устройства анкерных понуров (впервые внедренных на Нижнесвирской ГЭС), выдвинутых в сторону верхнего бьефа мощных бетонных фундаментных плит, применения развитых дренажей и других инженерных решений.

В бетонных плотинах на скальных основаниях возникают незначительные напряжения сжатия (до 0,7–1,2 МПа), и поэтому в ряде сооружений устанавливают пустотелые конструкции и заменяют бетон во внутренних полостях каменным грунтом или оставляют полости незаполненными при обеспечении допускаемых градиентов напора в напорных элементах плотины. Такое решение не препятствует нормальным условиям работы сооружения и снижает кубатуру бетона. На плотине Волжской ГЭС, возведенной на песчаном основании, водослив пустотелой конструкции, имеет выдвинутую в верхний и нижний бьефы фундаментную плиту; полости в водосливе перекрыты сборными железобетонными балконами. В водосливной плотине Воткинского гидроузла, сооруженной на глинах и алевролитах, устроены полости и исключена средняя часть фундаментной плиты (рис. 1.15).

Подземный контур плотины на скальном основании обычно включает понур, вертикальную преграду в виде шпунта, зуба или противофильтрационной завесы, а также вертикальный или горизонтальный дренаж. Схема и размеры элементов подземного контура выбираются по фильтрационному расчету плотин с учетом инженерно-геологических условий основания. На глинистых и суглинистых грунтах часто применяются анкерные понуры, участвующие в сопротивлении сооружения сдвигу и проектируемые из жестких участков в виде железобетонной плиты с арматурой, заделываемой в сооружение, и гибких водонепроницаемых участ-

ков, которые воспринимают сдвиги и осадки, возникающие в месте контакта с анкерным сооружением.

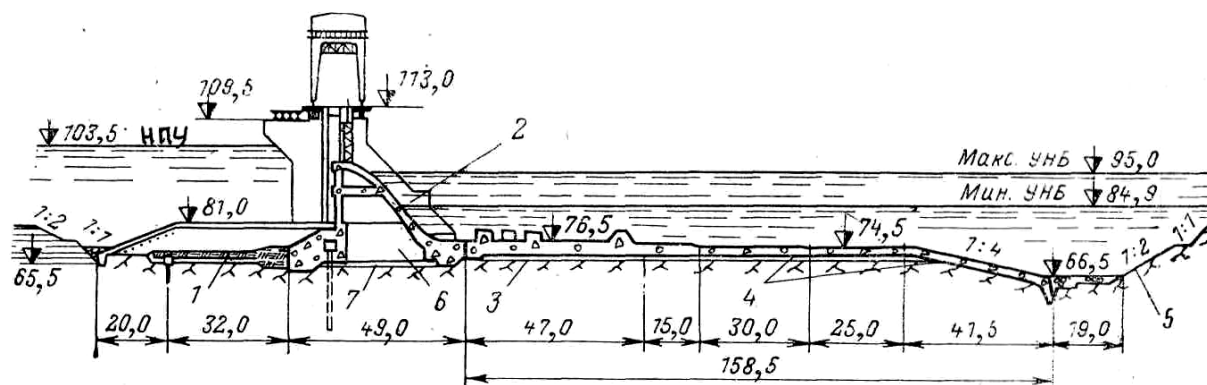


Рис. 1.15. Плотина Воткинского гидроузла: 1 – анкерный понур; 2 – тело плотины; 3 – водобой; 4 – рисберма; 5 – ковш; 6 – засыпка из гравийно-песчаного грунта; 7 – анкерная плита

Арочные плотины сооружаются на нарушенных, сильно трещиноватых, неоднородных скальных основаниях, подверженных воздействию тектонических и физико-геологических процессов. Поэтому при выборе створов плотин большое внимание уделяется оценке устойчивости примыканий, изучению залегания горных пород, выявлению их трещиноватости и других нарушений. Размеры и объем арочных плотин определяются таким образом, чтобы добиться сочетания конструктивных форм и размеров сооружений, при котором распределение масс бетона по высоте отвечало бы оптимальному напряженному состоянию и требуемым условиям устойчивости. Это достигается подбором формы сооружения, положения центров, размеров радиусов и центральных углов, изменением толщин по высоте и длине сооружения, при которых наиболее полно используются прочностные свойства бетона и основания.

В узких створах в статической работе арочной плотины преимущественно участвуют горизонтальные элементы (арки), и поэтому применяются зачастую арочные плотины с круговым очертанием арок в плане и слабоискривленной формой плотины в вертикальной плоскости. Так, Черкейская плотина (Республика Дагестан) с круговыми арками имеет двоякую кривизну и симметричное плановое очертание с утолщением арок к пятам; центральные углы изменяются от  $96^\circ$  до  $115^\circ$ , наружные радиусы – от 114,5 до 181,5 м (рис. 1.16).

Наиболее часто встречаются ущелья треугольной и приближающейся к ней формы и трапецевидные. В таких створах для увеличения нейтральных углов арочные плотины принимаются с нависанием верхней части в сторону нижнего бьефа и наклоном плотины в нижней трети в сторону верхнего бьефа с некоторым подгибом у основания верховой грани к нижнему бьефу (рис. 1.16).

В широких трапецеидальных или приближающихся к прямоугольному створах нередко применяются плотины с относительно мало изменяющейся толщиной арок, с массивной верхней частью плотины и с кривизной в вертикальной плоскости по всей высоте, определяемой условиями устойчивости береговых примыканий. Например, для Саяно-Шушенской плотины по ряду условий оптимальным явился вариант, в котором радиус кривизны незначительно изменяется от ключа к пятам (рис. 1.17). Верхняя часть плотины (80 м) представляет одноцентровые круговые арки с постоянным радиусом по верхней грани, равным 600 м. Нижняя часть плотины выполнена концентрическими арками с уклоном охвата  $37^\circ$  и исходным радиусом 600 м, а береговые участки – с меньшими радиусами и с арками постоянной толщины.

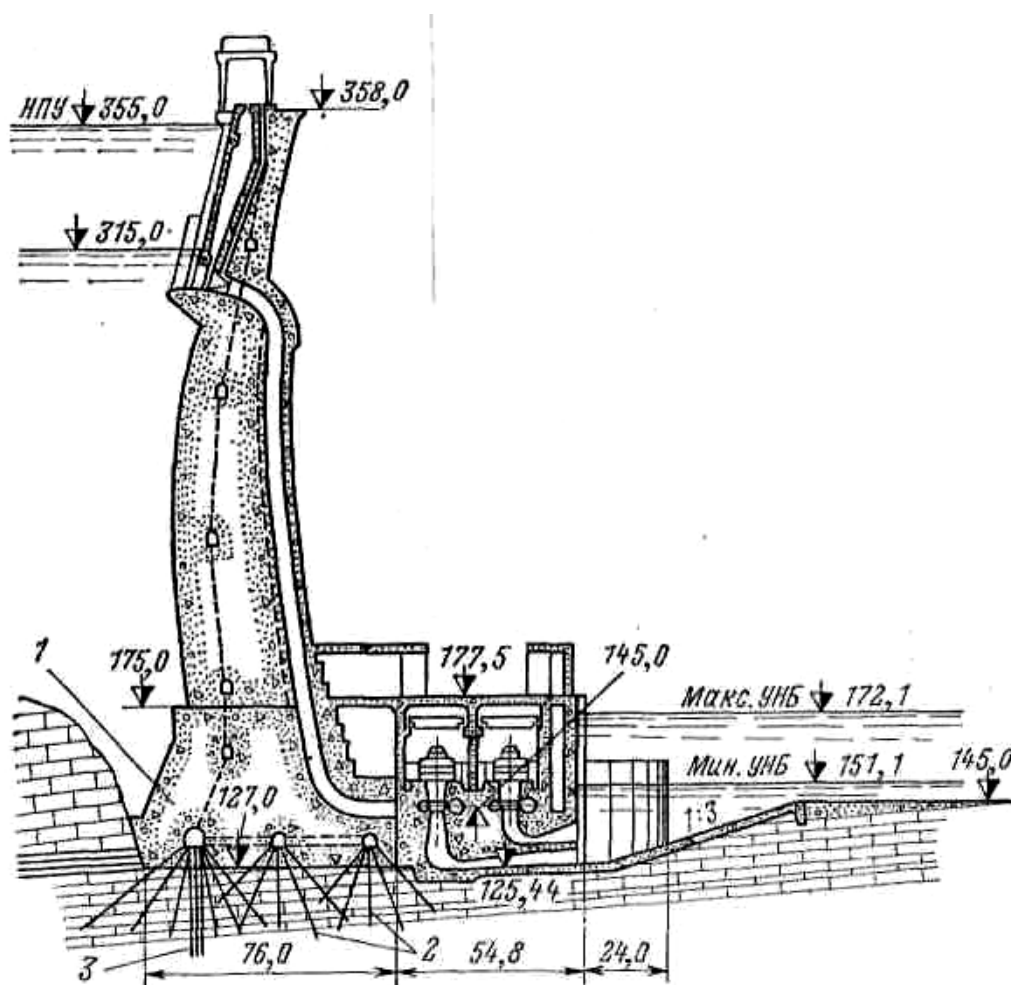


Рис. 1.16. Черкейская арочная плотина: 1 – фундаментный массив; 2 – дренаж основания; 3 – цементная завеса

Для высоконапорных гидроузлов с арочными плотинами характерно оптимальное использование бетонной плотины для размещения различных водосбросных и водоприемных отверстий и других устройств (см. рис. 1.16, 1.17).

Арочные плотины являются сейсмостойкими конструкциями – выдерживают сейсмичность до 8 баллов, так, например, Черкейская арочная плотина выдержала ряд землетрясений, произошедших в 1970–1975 гг., от 6 до 8 баллов с эпицентром 5–17 км от плотины. В 1974 г. эпицентр землетрясения находился от плотины в 5–7 км с глубиной очага 5 км.

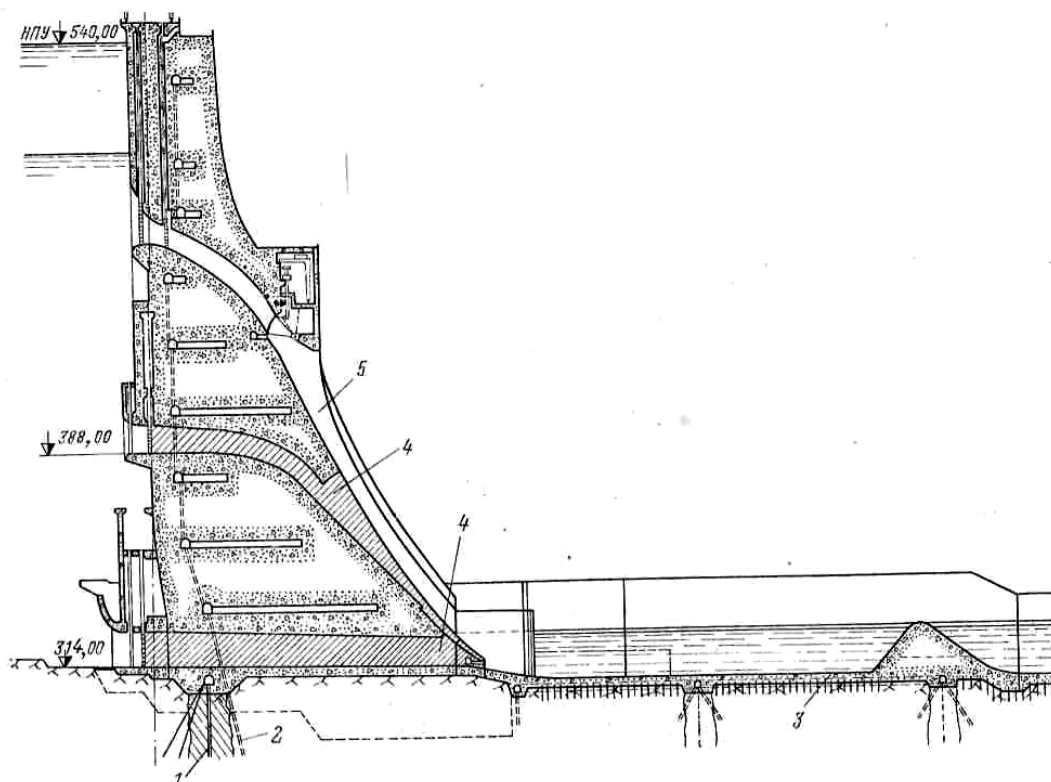


Рис. 1.17. Саяно-Шушенская плотина: 1 – цементационная завеса; 2 – дренаж; 3 – водобойная плита; 4 – строительный водосброс; 5 – водосброс

Арочные плотины в основном работают на сжатие, и возникающие в некоторых зонах растягивающие напряжения, как правило, охватывают относительно небольшую часть сечения и благодаря многократной статической неопределимости плотин не играют решающей роли в их работе.

С учетом напряженного состояния арочных плотин выполняется их армирование. Так, расчетное армирование арочной плотины Саяно-Шушенской ГЭС принято в зонах, где главные растягивающие напряжения (с учетом объемного напряженного состояния) превышают 1 МПа. Конструктивная арматура установлена по верховой грани в зоне переменного горизонта воды, по обеим граням в зонах значительных растяжений, вокруг шахт, водопропускных отверстий и галерей.

В большинстве случаев арочные плотины выполняются с непосредственной заделкой пят в скальное основание (упругая заделка) или с заделкой «пробкой-цоколем», заполняющим сужение ущелья в русловой части, и с упругой заделкой в остальной части основания.

### 1.4.3. Деревянные плотины

Строительство деревянных плотин имеет в нашей стране давние традиции. Наиболее древними являются сланевые плотины, применявшиеся еще в XIII в. Многочисленные деревянные плотины различных конструкций были построены на Урале, на Вышне-Волоцкой, Мариинской и Тихвинской судоходных системах. Постепенно выработался особый, так называемый русский тип деревянной плотины – ряжевый, который находит применение в наши дни. Сейчас деревянные плотины применяют редко, в основном в районах, богатых лесом, в тех местах, куда затруднен завоз других строительных материалов.

Как правило, деревянные плотины устраивают водосливными. Пропуск воды осуществляется через отверстия, которые могут перекрываться затворами, опирающимися на стойки. Стойки устанавливают для разделения водопропускного отверстия на ряд более мелких пролетов 1,0–1,5 м.

Сопряжение плотины с берегами или с прилегающими земляными дамбами осуществляют при помощи устоев.

Срок надежной работы деревянных плотин составляет около 15 лет, при хорошей эксплуатации и своевременном ремонте он увеличивается до 25 лет и более.

Лучший материал для строительства деревянных плотин – лиственница, а также сосна.

Существует три основных типа деревянных плотин: свайно-обшивные, ряжевые и контрфорсные [22].

У *свайно-обшивных плотин* стены береговых устоев и быков, поддерживающие грунтовую засыпку, устраивают из свай, обшиваемых досками (рис. 1.18). Свайно-обшивные плотины строят при напорах до 2,5–3,0 м.

*Ряжевые плотины* наиболее просты, надежны и долговечны. Обычно их строят при напорах до 4–6 м, а также для напоров 10–12 м и более. Устои и быки таких плотин выполняют из ряжей, представляющих собой срубы из бревен. Ячейки срубов обычно имеют в плане форму квадратов со стороной 2–3 м. Ряжевые конструкции загружают камнем или грунтом, их размеры выбирают таким образом, чтобы устойчивость сооружения против сдвига обеспечивалась его собственным весом.

Поперечный размер плотины русского типа из вертикальных ряжей со свайно-ряжевым флутбетом показан на рис. 1.19.

Для улучшения условий работы плотины на сдвиг путем использования вертикальной составляющей давления воды на напорную грань при повышенных напорах применяют конструкции плотин из наклонных ряжей. Продольные стены таких ряжей наклоняют под углом 45° в сторону верхнего бьефа, а вертикальные поперечные стены рубят из бревен, расположенных под углом 45° к горизонту. Ряжевые конструкции рассчитывают на устойчивость и прочность.

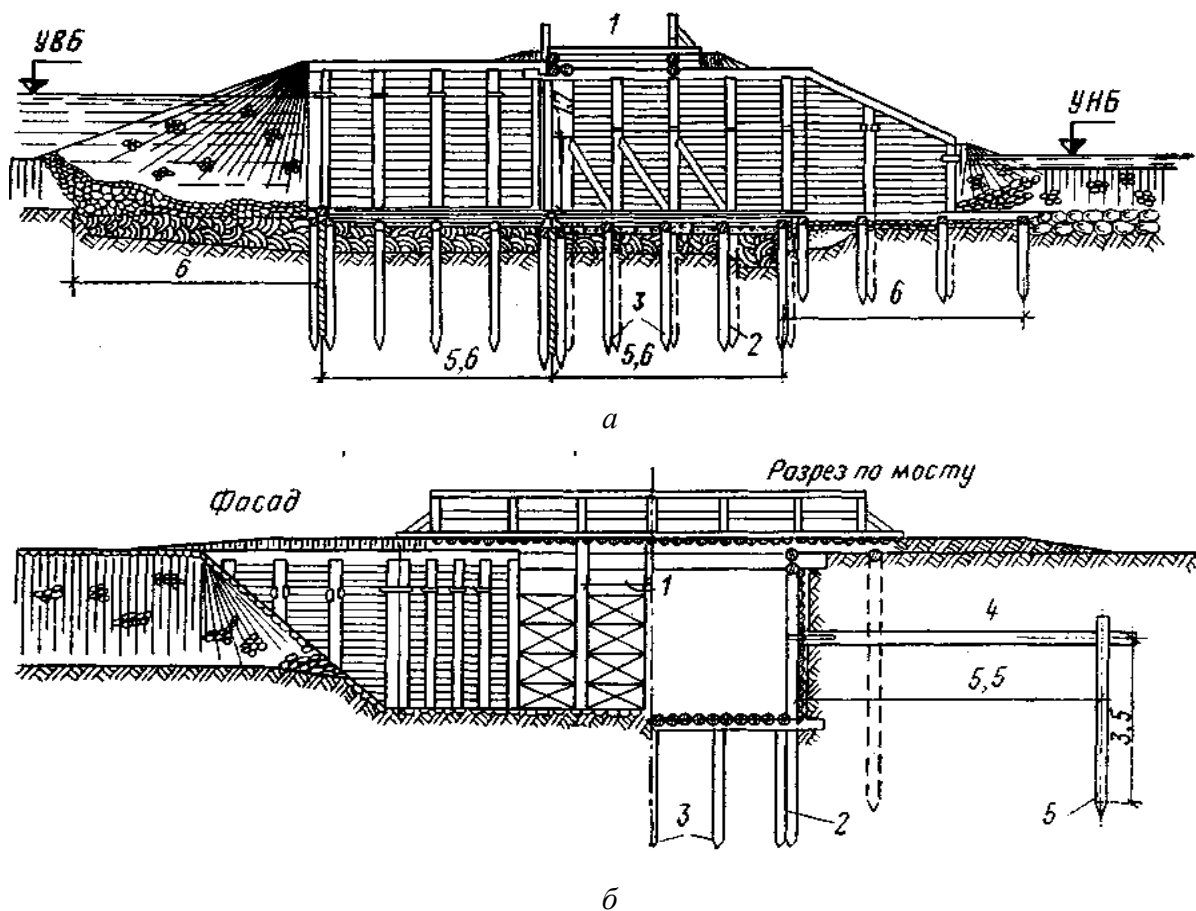


Рис. 1.18. Свайно-обшивная плотина: *а* – продольный разрез; *б* – поперечный разрез; 1 – служебный мост; 2 – стенные сваи; 3 – сваи флутбета; 4 – анкерная схватка; 5 – анкерная свая

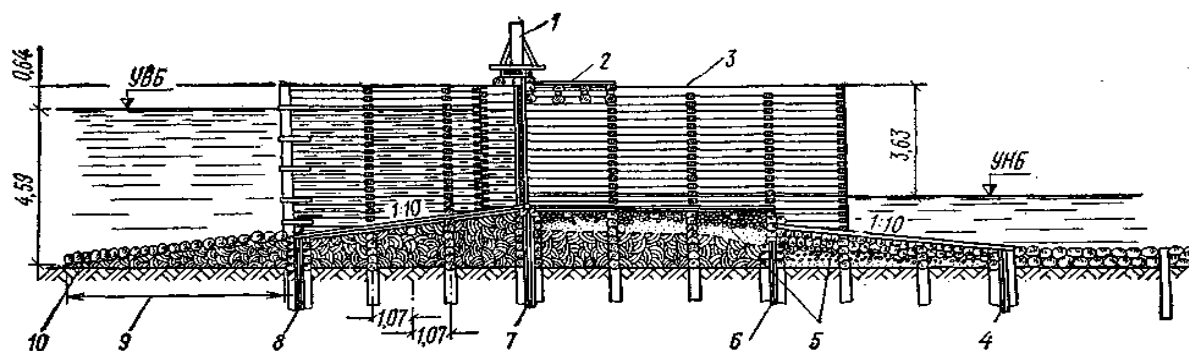


Рис. 1.19. Ряжевая плотина со свайно-ряжевым флутбетом: 1 – ворот; 2 – мост; 3 – бык; 4 – сливной шпунт; 5 – обратный фильтр; 6 – водобойный шпунт; 7 – королевый шпунт; 8 – понурный шпунт; 9 – глиняная подушка; 10 – мостовая подушка на слое гравия и песка

В контрфорсных плотинах опорами для затворов и моста служат контрфорсы, которые представляют собой вертикальные фермы, состоящие из свай или стоек с подкосами; между контрфорсами, как и в плотинах других типов, располагаются промежуточные стойки (рис. 1.20).

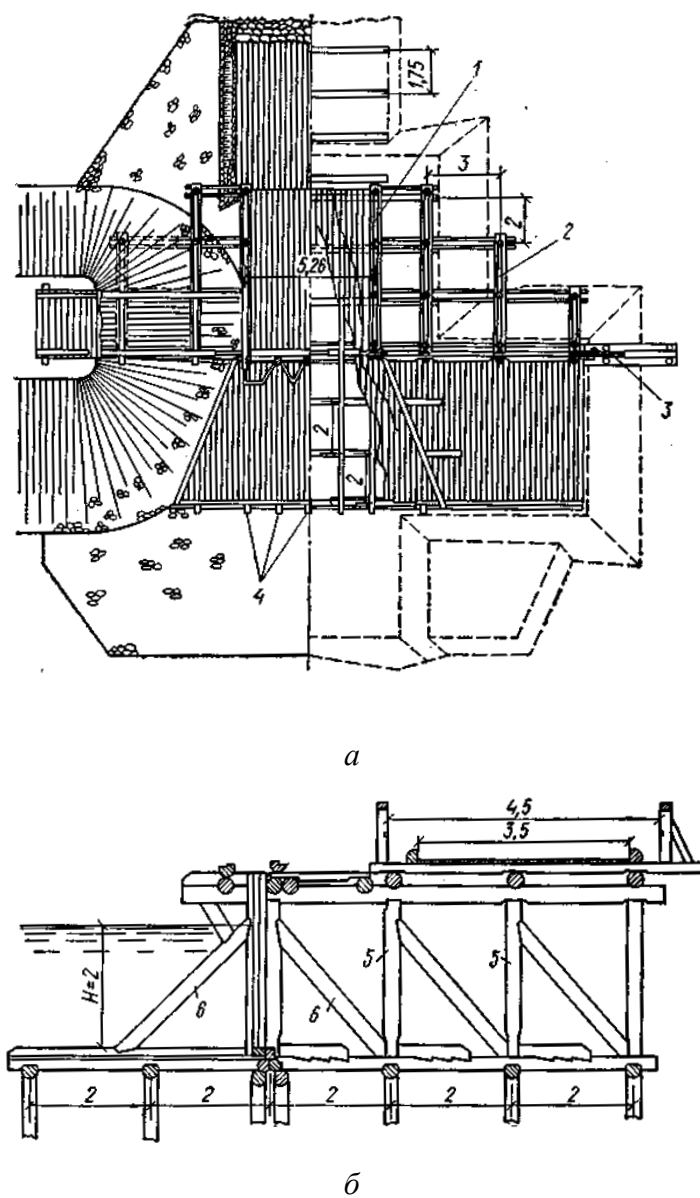


Рис. 1.20. Деревянная контрфорсная плотина: *а* – план; *б* – пролетный стоечный контрфорс; 1 – контрфорс устоя; 2 – береговой контрфорс; 3 – королевый шпунт; 4 – продольные брусья; 5 – стойка; 6 – подкосы

Береговые контрфорсы с внешней стороны, а пролетные – с обеих сторон обшиваются пластинами, что увеличивает их жесткость и предохраняет от повреждений плавающими телами и льдом.

Контрфорсные плотины применяют при напорах 2–3 м.

## Глава 2

### СОСТАВ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Под *основанием гидротехнического сооружения* принято понимать область естественного массива горных пород или грунтов, которая с ним контактирует, взаимодействует и вовлекается в совместную работу.

Приемлемыми естественными основаниями гидротехнических сооружений считают такие, которые обеспечивают допустимые для принятых конструкций сооружений неравномерности осадок и горизонтальных смещений, а также их прочность и устойчивость. Если неоднородность естественного основания настолько мала, что оно не может быть принято для возведения на нем гидротехнического сооружения, то должны быть предусмотрены соответствующие инженерные мероприятия, обеспечивающие необходимое выравнивание осадок и горизонтальных смещений сооружения, а также его эксплуатационную надежность и экономичность.

По виду слагающих пород различают *скальные, полускальные и нескальные* основания гидротехнических сооружений [7, 24].

#### 2.1. Скальные грунты

К *скальным грунтам* относятся породы с пределом прочности на сжатие в водонасыщенном состоянии более 5 МПа, имеющие водостойкие жесткие связи между зернами. По временному сопротивлению одноосному сжатию  $R_{сж}$ , МПа, в водонасыщенном состоянии скальные грунты разделяют на следующие разновидности: очень прочные ( $> 120$ ), прочные (120–50), средней прочности (50–15), малопрочные (15–5).

Скальные породы малопористы (обычно 1–3 %), практически несжимаемы и нерастворимы в воде, невлагоемкие, водопроницаемы только по трещинам. Однако скальные породы, особенно в верхней части массивов, трещиноваты.

Для сооружений скальные породы являются надежными основаниями, поскольку имеют высокую несущую способность, не дают осадки под строительными нагрузками.

Вертикальные нагрузки от крупных гидротехнических сооружений достигают 10 МПа и более. Прочность скальных пород как оснований таких сооружений является вполне достаточной. Однако необходимо учиты-



вать возможность деформаций за счет сжатия горизонтально ориентированных трещин разгрузки. Особое внимание следует обращать на возможность фильтрации воды под плотинами и в обход плотины в берегах. Выветрелые породы сильно водопроницаемы, что вызывает необходимость принятия мер, существенно уменьшающих фильтрационные потери. К ним относятся:

- съем наиболее трещиноватого слоя;
- устройство зуба, углубляемого в слой нетрещиноватой или малотрещиноватой породы;
- устройство шнуров – водонепроницаемых экранов, расположенных на поверхности русла в верхней части плотины и предназначенных для удлинения пути фильтрации воды.

Механические свойства неветрелых скальных пород намного превышают требования, которые предъявляют к естественным основаниям сооружений. При гидротехническом строительстве скальные породы детально исследуют с точки зрения водопроницаемости и механических свойств для определения типа и размеров противофильтрационных систем, сооружения туннелей и выемок, а также для решения ряда вопросов устойчивости оснований сооружений.

**Физико-механические свойства** скальных пород зависят от их минерального и петрографического состава, текстуры и структуры. Поэтому перед изучением физико-механических свойств необходимо выяснить состав пород, размер и форму зерен, степень равномерно-зернистости. Для сцементированных пород изучают состав цемента и тип цементации, обеспечивающих их прочность.

Свойства скальных пород определяют в специальных лабораториях, где должны быть приборы для изготовления образцов правильной геометрической формы (обычно цилиндра или куба). От тщательности изготовления образцов существенно зависят результаты испытаний.

К **физическим свойствам** относятся плотность, пористость, водопоглощение, водонасыщение и морозостойкость.

**Плотность** скальных пород колеблется от 2 500 до 3 300 кг/м<sup>3</sup>.

Объемная масса скальных пород – это масса породы в единице объема. Для пород, обладающих очень небольшой пористостью, значения плотности объемной массы грунта и объемной массы скелета грунта практически совпадают.

**Пористость** интрузивных многих метаморфических пород небольшая (от долей процента до 1–3 %, редко более). Вулканические породы имеют более высокую пористость, наиболее значительной (до 35–45 %) пористостью обладают некоторые разновидности известняков и доломитов.

Для скальных пород различают пористость общую, открытую и закрытую. В общую пористость входит открытая и закрытая. При открытой

пористости поры сообщаются друг с другом и с поверхностью породы, ее определяют по способности образца поглощать воду. Закрытую пористость рассчитывают по разности между общей и открытой пористостью, она указывает на тот объем породы, который приходится на поры, не сообщающиеся с атмосферой.

Определение водопоглощения и водонасыщения необходимо для выявления соотношения между различными видами пористости в скальных грунтах, их морозостойкости и степени утраты прочности под влиянием воды. Сказанное имеет большое значение при выборе скальной породы при устройстве каменных и каменно-земляных плотин. Чем больше порода впитывает воду, тем сильнее проявляется размягчающее ее действие на связь между отдельными зернами и тем меньше морозостойкость породы.

*Водопоглощение*  $W_b$ , % – способность породы впитывать воду при атмосферном давлении; оно определяется как отношение массы поглощенной воды к массе абсолютно сухой породы. Объемное водопоглощение соответствует объему открытых пор.

*Водонасыщение*  $W_0$ , %, в отличие от водопоглощения характеризует максимальную способность породы впитывать воду. При водонасыщении вода входит не только в крупные, но и мелкие поры, заполняет практически весь объем открытых пор.

Под *коэффициентом водонасыщения*  $K_S$  понимают отношение между величинами водопоглощения и водонасыщения:

$$K_S = W_b / W_0.$$

Коэффициент водонасыщения показывает, какую часть общего объема открытых пор породы составляют крупные поры, в которые вода попадает при обычных условиях увлажнения. Этот коэффициент используют для косвенной оценки *морозостойкости* скальных пород. При  $K_S < 0,8$  порода морозостойка; при  $K_S > 0,8$  – менее морозостойка, так как объем узких пор мал для расширяющейся при замерзании воды, и цельность породы нарушается.

К *механическим свойствам* относят прочность, размягчаемость, сопротивление удару, твердость и др.

Различают прочность на сжатие, растяжение, изгиб, скалывание, удар, истирание, износ.

*Предел прочности на сжатие* характеризуется временным сопротивлением сжатию, т. е. напряжением, которое действует в момент разрушения породы.

Предел прочности на сжатие  $R_{сж}$  определяют на цилиндрических образцах (или кубиках), высота которых в 1,5–2 раза превосходит диаметр.

Наибольшей прочностью обладают мелко- и равномерно-зернистые кристаллические породы с небольшой пористостью. Менее прочны неравномерно-зернистые породы с порфировидной структурой.

Предел прочности на сжатие  $R_{сж}$  можно приближенно определить на образцах неправильной формы. Испытанию подвергаются образцы массой от 1 до 100 г, длина которых превышает высоту не более чем в 1,5–2 раза.

*Предел прочности на растяжение (разрыв)  $R_{раст}$*  определяют на образцах с надрезами или на образцах в форме вытянутой восьмерки. Разрыв происходит по сечению, имеющему минимальные размеры. Неоднородность образцов и наличие макро- и микротрещин сказываются на результатах испытаний (коэффициент вариации составляет 20–60 %).

*Предел прочности на сдвиг (скалывание)  $R_{скал}$*  имеет важное значение для гидротехнических сооружений и глубоких выемок. Его определяют методом сдвига плиток с пришлифованной либо шероховатой поверхностью. Сдвиг плиток с шероховатой поверхностью вызывает зацепление выступов и их скалывание. При вертикальных нагрузках до 0,5 МПа сопротивление сдвигу изменяется мало, оно существенно возрастает при более высоких нагрузках. Сопротивление сдвигу в 2–5 раз меньше, чем скалыванию.

При гидротехническом строительстве бетон укладывают на выровненную поверхность (под бетонную водосливную плотину) скальных пород. Поэтому показатели сдвига определяют по результатам опытов на сдвиг бетонных штампов по скале, но в котлованах. Поверхность сдвига может быть приурочена к скале, бетону или к контакту между бетоном и скальным основанием.

Между пределами прочности на сжатие, растяжение, скалывание и изгиб существуют соотношения:  $R_{раст} = 3–5 \%$  от  $R_{сж}$ ;  $R_{скал} = 6–8 \%$  от  $R_{сж}$ ;  $R_{изг} = 7–15 \%$  от  $R_{сж}$ . Зная пределы прочности на сжатие и растяжение, можно получить сопротивление скалыванию по формуле Мора:

$$R_{скал} = 0,5 \cdot \sqrt{R_{раст} \cdot R_{сж}}$$

*Размягчаемость* – уменьшение прочности скальных пород под влиянием воды. Под коэффициентом размягчаемости  $K_{раз}$  понимают отношение пределов прочности водонасыщенного  $R_{сж.вл}$  и сухого  $R_{сж.с}$  образцов:

$$K_{раз} = R_{сж.вл} / R_{сж.с}$$

Коэффициент размягчаемости является косвенным показателем морозостойкости. Породы считают неразмягчаемыми и в строительном отношении удовлетворительными при  $K_{раз} > 0,75–0,80$ .

*Сопротивление удару* определяют для пород, которые подвергаются в элементах конструкций динамическим воздействиям.

*Твердость* скальных пород устанавливают путем сравнения твердости испытуемого образца и материала однородного строения и известной твердости.

*Прочность на истирание* исследуют в том случае, если скальные породы в сооружении будут подвергаться усилиям, истирающим поверхность камня.

Способность скальных пород к деформациям определяют по модулю упругости (модуль Юнга)  $E$ , модулю общей деформации  $E_0$ , коэффициенту поперечной деформации (коэффициент Пуассона)  $\mu$ .

*Модуль упругости* представляет собой коэффициент пропорциональности, входящий в закон Гука:

$$\sigma = E\Delta l/l,$$

где  $\sigma$  – напряжение, вызывающее упругую относительную деформацию  $\Delta l/l$ . По величине этого модуля оценивают способность пород к упругим деформациям. С увеличением трещиноватости и пористости модуль упругости заметно понижается. Для скальных и полускальных пород величина его колеблется в пределах  $(6-125) \cdot 10^3$  МПа.

Упругие свойства в большей степени зависят от минерального состава. Модуль упругости и коэффициент Пуассона не константы, а параметры пород, зависящие от скорости и величины прикладываемых нагрузок. *Коэффициент Пуассона* для карбонатных пород равен в среднем 0,2–0,3; гранитов – 0,21–0,22; кварцитов и прочных песчаников – 0,12.

*Модуль общей деформации*  $E_0$  является коэффициентом пропорциональности между общей (упругой и остаточной) относительной деформацией и напряжением, соответствующим этой деформации. Величина его для скальных и полускальных пород примерно та же, что и модуля упругости. Для полускальных пород он обычно меньше  $(2,5 \cdot 10$  МПа), для скальных пород составляет  $(25-30) \cdot 10$  МПа, редко больше. Модуль деформации изменчив даже для одного и того же типа пород, поскольку он существенно зависит от степени трещиноватости, ее характера и распределения в массиве породы.

## 2.2. Крупнообломочные грунты

Крупнообломочные грунты (грубообломочные) могут состоять из разнообразных механических элементов – от глыб до глинистых частиц. Скелетная часть их складывается обломками пород и зернами первичных минералов. Среди окатанных обломков (валунов и галек) непрочные породы (глинистые алевролиты, аргиллиты и др.) встречаются редко.

Валуны, камни и глыбы по размеру разделяют на мелкие (200–400 мм), средние (400–800 мм) и крупные ( $> 800$  мм). Среди гравийных зерен выделяют, мм: крупные (40–20), средние (20–10), мелкие (10–4) и очень мелкие (4–2).

Форма и степень окатанности гравийных зерен существенно зависят от продолжительности и интенсивности обработки материала в процессе транспортировки. В речном и морском гравии зерна хорошо окатаны, в ледниковом – менее окатаны.

В строительной практике гравий и щебень широко используют при устройстве дорожных оснований и покрытий, в гидротехническом строительстве (дренажные устройства, фильтры, гравийно-песчаные плотины, дамбы). Для различных случаев применения этих грунтов существуют стандарты, которыми нормируется зерновой, минеральный и петрографический состав, прочность, морозостойкость, содержание органических и водорастворимых веществ. При исследовании, кроме того, обращают внимание на гранулометрический состав обломков и зерен, слоистость, размер и форму прослоев и их распределение в массиве.

По соотношению между основой и заполнителем и по некоторым другим признакам выделяют следующие основные **текстуры крупнообломочных пород**: беспорядочную, гнездовую, псевдопорфировую, косослоистую и бутовую (рис. 1.21).

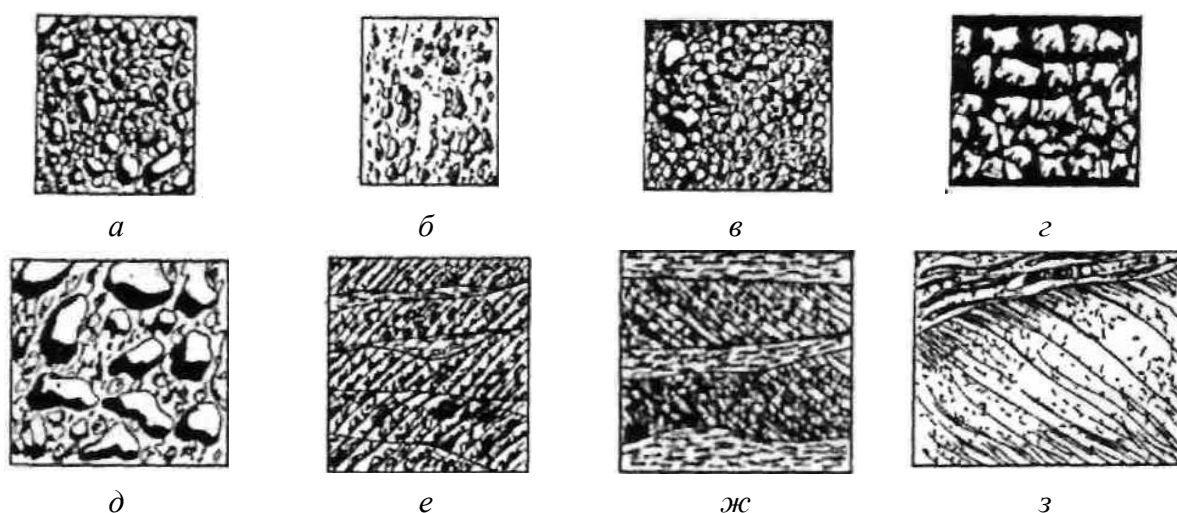


Рис. 1.21. Текстуры грубообломочных грунтов в отложениях разных фракций: а – беспорядочная; б, в – гнездовая; г – бутовая; д – псевдопорфировая; е–з – косослоистая

При *беспорядочной* и *гнездовой* текстурах (рис. 1.21, а–в) крупные обломки расположены беспорядочно или отдельными гнездами. *Псевдопорфировая* текстура (рис. 1.21, д) характеризуется небольшим количеством крупнообломочного материала; основой служит мелкозернистая часть породы. *Косослоистая* текстура, представленная на рис. 1.21, е, встречается преимущественно в гравийно-песчаных грунтах в речных отложениях. Косослоистая текстура (рис. 1.21, ж) имеет место во временных потоках. При *бутовой* текстуре (рис. 1.21, з) основа грунта состоит из соприкасающихся обломков, промежутки между которыми заполнены мелкоземом.

**Физико-механические свойства** крупнообломочных грунтов зависят от свойств основы и заполнителя и соотношения между ними. При беспорядочной, гнездовой и псевдопорфировой текстурах *водопроницаемость* грунтов определяется главным образом содержанием и свойствами мелкозема, относительным участием его в выполнении сечения, перпендикулярного потоку воды. Крупнообломочный материал уменьшает площадь фильтрации и понижает водопроницаемость грунта. Водопроницаемость целесообразно определять только при полевых исследованиях.

Водопроницаемость крупнообломочных грунтов колеблется в широких пределах – от  $n \cdot 10^{-7}$  (где  $n = 1-10$ ) до  $(800-1\ 400) \cdot 10^{-6}$  м/с. Она зависит от размера пор, коэффициента неоднородности, характера заполнителя и некоторых других факторов.

В гидротехническом строительстве крупнообломочные грунты используются для возведения плотин, дамб и перемычек. При суглинисто-глинистом заполнителе они почти водонепроницаемы ( $K_{\phi} \approx 10^8$  м/с), суффозионно устойчивы, быстро уплотняются и характеризуются высокой объемной массой.

*Сжимаемость* крупнообломочных грунтов происходит главным образом за счет мелкозернистого заполнителя. Наибольшая сжимаемость характерна для грунтов с глинистым заполнителем, наименьшая – с песчаным. Крупнообломочные грунты относятся, как правило, к средне- и малосжимаемым. Повышенной сжимаемостью отличаются крупнообломочные грунты с сильно выветрелыми обломками.

## 2.3. Пески

К *пескам* относятся рыхлые продукты разрушения горных пород, состоящие преимущественно из зерен размером 0,5–2,0 мм. Пески хорошо водопроницаемы, не набухают, слабо сжимаемы, капиллярное поднятие воды в них происходит быстро и на небольшую высоту.

**Текстура и структура** определяются их образованием, т. е. условиями седиментации, в меньшей мере диагенеза, по ним можно судить о генезисе породы и направлении привноса обломочного материала. Изучение текстур грунтов важно в практическом отношении, поскольку позволяет выявить ослабленные зоны – слои, которые являются преимущественными путями фильтрации и суффозии (в плотинах, дамбах, перемычках и т. д.), направлениями деформации сдвига и оползневых подвижек. *Слоистость* обуславливает анизотропию водопроницаемости и физико-механических свойств.

Для песков многих генетических типов характерна косослоистая, гнездовая и горизонтально-слоистая текстура.



Неблагоприятна текстура, при которой в толще косослоистого песка находятся глинистые прослои. При увлажнении по глинистым прослоям нередко происходят смещения, т. е. боковые подвижки грунта.

*Сложение* песчаных грунтов от рыхлого до плотного. В песках с рыхлым сложением при вибрации, взрывах, сейсмических явлениях резко уменьшается пористость, что вызывает недопустимые осадки сооружений. Перестройка структуры водонасыщенного песка вызывает переход его в плавунное состояние и оползневые смещения. Рыхлой укладке способствуют угловатость зерен и незначительное перекачивание. Пески с плотным сложением в меньшей мере сжимаются и характеризуются более высокими показателями сдвига, чем рыхлые пески. Такие пески образуются при многократном перекачивании зерен (например, в прибрежной зоне), способствующем их фиксации в положении, соответствующем минимальной пористости. Окатанная и плоская форма зерен благоприятствует их плотной укладке.

Согласно *гранулометрическому составу* пески подразделяются по размерам частиц и, соответственно, по плотности сложения (крупные, средние, мелкие и пылеватые) с учетом коэффициента пористости.

Существенно влияет на свойства песков присутствие пылеватых и глинистых частиц, их количество, дисперсность и минеральный состав. Пылеватые частицы уменьшают водопроницаемость, повышают высоту и замедляют скорость капиллярного подъема воды в песках.

*Структурная прочность (связность)* создается за счет зацепления (заклинивания) зерен, капиллярной связности, цементирующего действия простых солей и тонких водно-коллоидных пленок на контактах между зернами. Однако эти связи незначительны.

При естественном сложении пески обладают более высокой механической прочностью, чем при нарушенном. Для достижения песком нарушенного сложения той прочности, которой обладает песок естественного сложения, первый должен иметь несколько большую объемную массу скелета, чем второй.

Структурная прочность наблюдается в песках естественного сложения при самой различной их влажности. После укладки и уплотнения пески приобретают некоторую структурную прочность уже через месяц.

Способность песка к уплотнению зависит от гранулометрического состава, формы и окатанности зерен, влажности и степени плотности. Чем зерна однороднее по размеру и более угловаты, тем менее способен песок к уплотнению. Оптимальная влажность уплотнения составляет 8–12 %.

Сухие пески образуют относительно постоянный *угол естественного откоса*, характеризующий их состояние без внешней нагрузки. Для сухих песков рыхлого сложения он практически совпадает с углом внутреннего трения. Угол естественного откоса зависит главным образом от грануло-

метрического состава и формы частиц. С уменьшением размера зерен угол естественного откоса становится положе.

В водоносных песках движущаяся вода оказывает гидродинамическое давление на песчаные зерна. Угол откоса песка изменяется в зависимости от направления движения воды. Если вода фильтруется из канала внутрь откоса, угол откоса возрастает, а если канал дренирует грунтовые воды, устойчивый откос канала несколько положе угла естественного откоса.

*Сопротивление сдвигу.* Принимают, что в рыхлых песках сдвигающее усилие  $\tau$  зависит от угла внутреннего трения  $\varphi$  ( $\operatorname{tg} \varphi = f$ ) и вертикального давления  $\sigma$  ( $\tau = \operatorname{tg} \varphi \sigma$  или  $\tau = f\sigma$ ).

Сопротивление сдвигу связано не только с силами трения соприкасающихся зерен. В зоне сдвига в песках изменяется первоначальное положение зерен. Дополнительное усилие, необходимое для устранения заклинивания зерен, их некоторого поворота и разрыхления песка в зоне сдвига, называется начальным сопротивлением структуры или зацеплением. Сопротивление сдвигу пропорционально нормальному давлению и плотности сложения песка: чем они выше, тем больше зацепление. В рыхлых песках на сопротивление сдвигу зацепление влияет мало.

На сопротивление сдвигу песков влияет гранулометрический состав, форма зерен, плотность сложения и другие факторы. Угол внутреннего трения  $\varphi$  уменьшается с увеличением дисперсности песка и окатанности зерен.

Примесь глинистых частиц до 5 % в крупнозернистых песках не влияет на показатели сдвига, а в мелкозернистых песках она их существенно снижает.

С уменьшением влажности силы капиллярного сцепления возрастают, что сказывается на повышении сопротивления сдвигу. По мере увеличения влажности капиллярные мениски выполаживаются и сопротивление сдвигу падает. Особенно отчетливо это явление прослеживается в мелкозернистых песках.

При сдвиге водонасыщенных песков возникает гидродинамическое давление, которое увеличивает или уменьшает нормальное давление  $\sigma$ . Величина и направленность его связаны с пористостью песков. При сдвиге плотных водонасыщенных песков пористость их возрастает, вода оказывает на песок добавочное (к нормальному) гидродинамическое давление. При сдвиге рыхлых песков пористость понижается, и вода выжимается из песка; в этом случае гидродинамическое давление направлено от зоны сдвига и уменьшает нормальное давление. Если пористость равна критической, то гидродинамическое давление равно нулю. Таким образом, сдвигающее усилие  $\tau$  для плотных песков

$$\tau = (G + G_{\text{гидр}}) \operatorname{tg} \varphi,$$

для рыхлых песков

$$\tau = (G - G_{\text{гидр}}) \operatorname{tg} \varphi.$$

Различают несколько основных видов деформаций, вызываемых действием фильтрационных потоков: выпор, суффозия, контактный выпор и контактный размыв.

**Суффозионные явления**, выражающиеся в выносе из породы мелких частиц, приурочены к пескам и супесям определенного состава и структуры, возникают при значительных градиентах фильтрационного потока, например, в ее основании и в нижнем откосе земляных плотин. Они, кроме того, встречаются при быстром спаде паводка, вызвавшего подпор водоносного горизонта, а также при фильтрации воды из плотин и дамб.

Суффозия может быть внешней (из приповерхностного слоя грунта), и внутренней (из его толщи). Суффозия невозможна, если минимальный диаметр частиц грунта больше или равен диаметру фильтрационных ходов – пор.

Переход мелких частиц во взвешенное состояние и вынос их происходит в условиях турбулентного режима грунтовых вод при гидравлическом градиенте  $J > 5$ . Этот режим в песках имеет локальный характер. При суффозионном выносе на поверхности песка образуются углубления.

Суффозионным явлениям благоприятствуют значительные отличия в размере смежных фракций, например, когда средний диаметр зерен крупной фракции  $d_1$  более чем в 20 раз превышает диаметр мелких фракций  $d_2$ , т. е.  $d_1/d_2 > 20$ . Для оценки суффозионности грунта используют степень неоднородности:  $C_u = d_{60} / d_{10}$ . В соответствии с этим показателем песчаные грунты различаются на несуффозионные ( $C_u \leq 10$ ), суффозионные ( $C_u > 20$ ) и грунты переходной области, которые могут быть суффозионными и несуффозионными ( $C_u = 10-20$ ).

Суффозионные явления часто возникают в местах контакта глинистых и песчаных или пылеватых и песчаных слоев. При пересечении фильтрационным потоком контактной зоны возможны явления размыва и суффозии, которые будут тем ощутимее, чем больше различие в коэффициентах фильтрации грунтов смежных слоев ( $k_1$  и  $k_2$ ). Суффозия происходит, если  $k_1 / k_2 > 2$ .

Суффозия вызывает увеличение пористости песков, понижает их устойчивость и прочность.

**Плывуны** – грунты, которые при вскрытии приходят в движение подобно вязкотекучему телу, встречаются среди водонасыщенных мелкозернистых пылеватых песков. Различают плывуны истинные и псевдоплывуны. *Истинные плывуны* характеризуются присутствием пылевато-глинистых и коллоидных частиц, большей пористостью ( $> 40\%$ ), низкими водоотдачей и коэффициентом фильтрации, способностью к тиксотропным

превращениям, оплыванием при влажности 6–9 % и переходом в текучее состояние при влажности 15–17 %.

*Псевдоплывуны* – пески, не содержащие тонких глинистых частиц, полностью водонасыщенные, легко отдающие воду, водопроницаемые, переходящие в плывунное состояние при определенном гидравлическом градиенте.

Сжимаемость плывунных песков зависит от плотности их сложения и возможности оттока воды.

## 2.4. Глинистые грунты

К *глинам* относятся горные породы, которые независимо от их химического и минерального состава, будучи размельченными до высокой степени дисперсности, образуют с водой пластическое тело.

В составе глинистых пород различают два основных компонента: тонкодисперсные глинистые материалы, обломочные первичные минералы.

Всестороннее исследование глин необходимо для решения некоторых геологических вопросов (палеографические построения, генезис осадочных полезных ископаемых), а также выбора оснований для строительства сооружений и использования глинистых грунтов как строительных материалов.

*Текстура* определяет степень неоднородности породы и ориентированность ее структурных элементов, а под *структурой* понимают размер, форму, характер поверхности структурных элементов.

Условно различают *макро-, мезо- и микротекстуры* (структуры), которые изучают, соответственно, визуально, с помощью поляризационного микроскопа, электронного микроскопа и рентгеноструктурного метода.

По ориентации структурных элементов в пространстве различают *беспорядочные* и *упорядоченные микротекстуры*. К беспорядочным относятся: массивная, глыбовая, комковая, ореховидная; к упорядоченным – слоистая, столбчатая, плитчатая, сланцеватая, листоватая, чешуйчатая.

Выделяют следующие основные виды *макроструктуры*: глыбовую, комковую, ореховую, слоистую, столбчатую, плитчатую, сланцеватую, листовую, чешуйчатую (рис. 1.22). Размер структурных отдельностей колеблется от 1 мм и более до долей сантиметров.

*Мезоструктурные элементы* (обломки пород, минералы, агрегаты, органические остатки) имеют размер от нескольких миллиметров до 0,005 мм.

*Микроструктура* характеризует элементы с размером менее 0,005 мм, т. е. главным образом глинистые минералы. Наиболее часто встречаются следующие микроструктуры: пластинчатая, листообразная, чешуйчатая, овальная, игольчатая, трубчатая.

**Химический состав** глины разнообразный по составу. Глины представляют собой смеси различных окислов и их соединений и содержат также органические вещества, воду и в ряде случаев легкорастворимые соли.

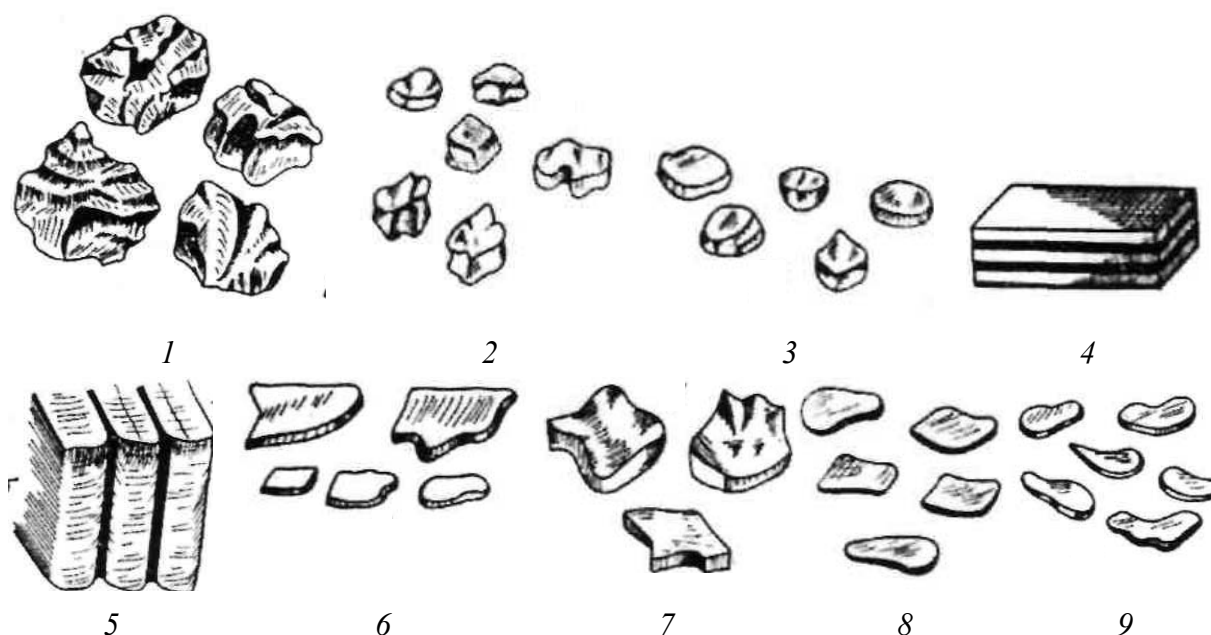


Рис. 1.22. Основные виды макроструктуры: 1 – глыбовая; 2 – комковатая; 3 – ореховидная; 4 – слоистая; 5 – столбчатая; 6 – плиточная; 7 – сланцеватая; 8 – листоватая; 9 – чешуйчатая

В геологии за глинистые грунты принимают частицы менее 0,005 мм, иногда менее 0,002 и 0,001 мм. В грунтоведении к глинистым относят частицы размером менее 0,002 мм (реже менее 0,001 мм).

**Основными свойствами грунтов (глинистых) при взаимодействии с водой** являются набухание, размываемость и усадка.

**Набухание** происходит вследствие притяжения воды грунтовыми частицами и перехода ее из свободного состояния в связанное; оно сопровождается увеличением объема и пористости и уменьшением прочности грунта. Показателями набухания являются относительное увеличение с течением времени высоты и объема грунта, давление набухающего грунта и влажность набухания (максимальная влажность, достигается при набухании).

Для отнесения грунтов к набухающим применяют приближенный критерий:

$$[(l_0 - l_L)/(l_L + l_0)] < 0,3,$$

где  $l_L$  и  $l_0$  – коэффициенты пористости грунта, соответственно, естественной структуры и при верхнем пределе пластичности.

**Размываемость** – разрушение грунтов под действием текущих вод. Это сложный процесс, зависящий от многих факторов, которые можно

разделить на внутренние (минеральный и гранулометрический состав грунта, его текстура, характер структурных связей и т. п.) и внешние по отношению к грунту (минерализация и мутность воды, гидравлические условия – ширина и глубина потока, его уклон, удар струй о берег, верхний откос плотин и др.). Размываемость характеризуют критической (размывающей) скоростью водного потока, при которой начинается отрыв отдельных частиц и их передвижение водой.

Глинистые грунты благодаря структурным связям менее подвержены размыву, чем мелкозернистые пески и пылеватые грунты.

Данные о размываемости грунтов необходимы для проектирования скоростей движения воды и продольных уклонов канала, прогноза изменения конфигурации дна и берегов водотока при увеличении скорости движения воды, суждения о переработке берегов водохранилищ и рек.

При испарении воды с поверхности грунта или в результате процесса в субаквальных условиях объем грунтов уменьшается, т. е. они дают *усадку*. Этот процесс сопровождается возрастанием капиллярных и электромолекулярных сил, переходом грунтов в более устойчивую консистенцию. Усадка и сжатие грунтов под статической нагрузкой внешне сходны. Однако при усадке, в отличие от сжатия, изменяется концентрация паровых растворов и в осадок выпадают водорастворимые соли.

Усадка наблюдается при передвижении воды из водонасыщенного грунта в сухой. Водонасыщенный грунт при этом уменьшается в объеме, и в нем образуются усадочные трещины. Подобные явления отмечаются при поступлении воды из плотин в окружающие породы, они имеют важное значение в самоуплотнении грунтовых земляных гидротехнических сооружений. Растягивающие усилия, возникающие при усадке, превосходят силы структурного сцепления. В природных условиях усадочные трещины простираются на глубину до нескольких метров и имеют ширину до нескольких сантиметров.

Трещины понижают устойчивость массива грунта на склонах, на откосах земляных плотин, вызывают разрыв корней растений, способствуют просыханию глубоких слоев, проникновению в грунтовую толщу атмосферных осадков.

Для предотвращения образования трещин усадки в земляных сооружениях откосы их следует покрывать воздушно-сухим крупнозернистым грунтом.

**Механические свойства.** В глинистых грунтах контакт между частицами осуществляется через гидратно-коллоидные пленки, характеризующиеся определенной вязкостью, механической прочностью и придающие грунтам связность. *Прочность* глинистых грунтов возрастает по мере высыхания, т. е. при утолщении пленок.



Некоторую роль в прочности глинистых грунтов играет электростатическое притяжение, возникающее при взаимодействии разноименно заряженных грунтовых частиц или при трении частиц друг о друга, происходящем, например, в процессе усадки. Эти силы, а также силы молекулярного притяжения проявляются только при очень малой влажности, когда глинистый грунт приобретает твердую консистенцию, или при значительном давлении, обуславливающим увеличение плотности их сложения и сближения частиц грунта.

О сжимаемости грунтов можно судить по коэффициенту сжимаемости (уплотнения)  $\varepsilon_0$  и модулю деформации  $E_0$ .

Особенностью глинистых грунтов является медленное течение процесса уплотнения, которое под сооружениями завершается лишь через несколько лет, иногда через десятки лет.

Процесс уплотнения заключается в переходе свободной воды в порах, иммобилизованной в структурных сетках, и частично пленочной в свободную воду, которая и отжимается. Количество отжимаемой воды пропорционально внешней нагрузке. Уплотнение в глинистых грунтах возможно только после нарушения структурных связей.

Консолидацию глинистых грунтов разделяют на первичную, или фильтрационную, при которой происходит отжим свободной воды, и вторичную, обусловленную вязкопластическим сопротивлением связанной воды сдвигу, поворотом и смещением грунтовых частиц. Чем водно-коллоидные пленки тоньше, тем больше сопротивление грунта деформирующим усилиям.

Общая деформация глинистых грунтов под нагрузкой складывается из осадки обратимой (упругой) и необратимой (остаточной). Обратимая деформация происходит вследствие различных причин, из которых главное значение имеет упругость (водно-коллоидных пленок, заземленных пузырьков воздуха, чешуйчато-пластинчатых, главным образом глинистых материалов).

Необратимая деформация связана с отжимом воды и уплотнением грунта, происходящим вслед за нарушением начальной структуры прочности. Относительная и абсолютная роль структурных деформаций существенно зависит от плотности сложения грунта.

В общей деформации грунтов остаточные деформации значительно превышают обратимые.

На сжимаемость глинистых грунтов влияет их текстура, структура, консистенция, минеральный и гранулометрический состав, емкость обмена и состав обменных катионов, характер поровых растворов, пористость, темп загрузки и другие факторы.

Основная характеристика прочности грунтов – сопротивление сдвигу, в меньшей степени влияет коэффициент трения  $f = \operatorname{tg} \varphi$ , зависящий от угла внутреннего трения  $\varphi$ .

Относительная роль *сцепления и внутреннего трения* в прочности глинистых грунтов может быть различной. Для высокодисперсных обводненных глинистых грунтов внутреннее трение вследствие тонкости глинистых частиц и действия водно-коллоидных пленок очень мало, и сопротивление сдвигу зависит практически от сцепления. Большей частью сопротивление сдвигу определяется как внутренним трением, так и сцеплением.

*Сопротивление сдвигу* глинистых грунтов зависит от многих факторов (текстура, состав, влажность и др.). Влияние текстуры сказывается в том, что слоистые глины характеризуются анизотропией прочностных свойств. При параллельной слоистости сопротивление сдвигу меньше, чем при перпендикулярной слоистости. Макро- и микротрещиноватость значительно (вплоть до нуля) понижают сопротивление сдвигу, а наличие включений повышает.

Сопротивление сдвигу существенно зависит от состава и состояния глинистых грунтов. С увеличением дисперсности сопротивление сдвигу повышается, так как силы сцепления возрастают. Относительная роль внутреннего трения и сцепления в сопротивлении сдвигу зависит от гранулометрического состава грунтов. По мере огрубения состава грунтов (при переходе от глин к супесям), находящихся в одной и той же консистенции, угол внутреннего трения их увеличивается, а сцепление уменьшается.

Прочностной характеристикой грунтов является также и расчетное сопротивление грунтов нормальному давлению, которое зависит от физико-механических свойств грунтов [21].

## Р а з д е л 2

# КОНСТРУКЦИИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН И МЕТОДЫ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ

## Г л а в а 1

### КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗЕМЛЯНЫХ И КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ПЛОТИН

#### 1.1. Поперечный профиль земляных плотин

Земляная плотина – это насыпь трапецеидального или близкого к трапеции поперечного сечения с прямыми или ломаными боковыми сторонами, называемыми откосами (рис. 2.1).

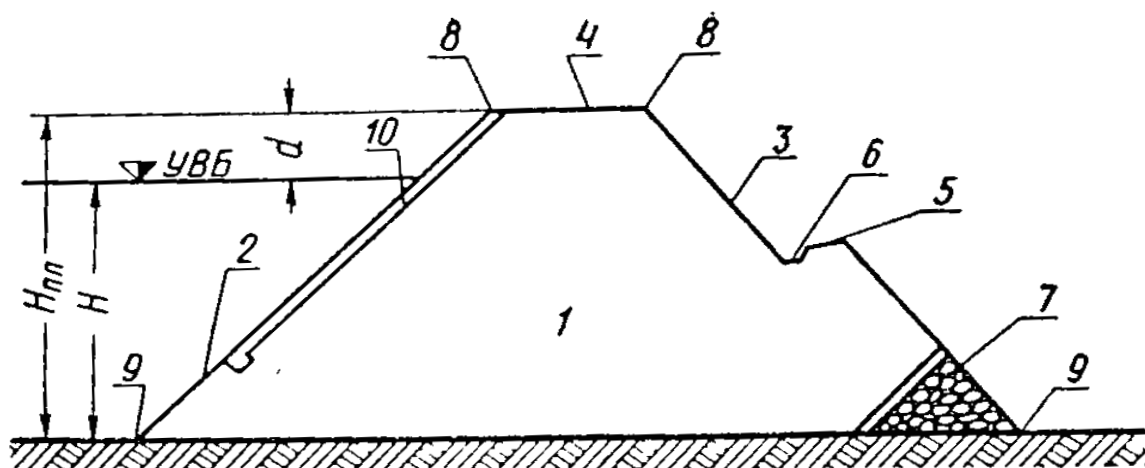


Рис. 2.1. Элементы профиля земляной плотины: 1 – тело плотины; 2 – верховой откос; 3 – низовой откос; 4 – гребень плотины; 5 – берма; 6 – кювет; 7 – дренажная призма; 8 – бровки; 9 – подошва откоса; 10 – крепление откоса

Земляные плотины не допускают перелива воды через гребень, что может привести к их разрушению, поэтому гребень плотины необходимо располагать выше расчетного уровня воды в водохранилище с учетом ветрового нагона и строительного запаса, о чем будет сказано ниже.

В ответственных сооружениях для защиты от всплесков воды иногда устраивают парапет в виде сплошной стенки у бровки в верхнем бьефе, с учетом которого можно несколько уменьшить высоту плотины.

Очертание откосов плотин назначают исходя из условий их устойчивости:

- с учетом физико-механических характеристик грунтов откосов и основания;
- действующих на откосы сил: собственного веса, влияния воды (взвешивания, фильтрационных сил, капиллярного давления);
- высоты плотины;
- сейсмических воздействий.

В зависимости от высоты плотины на ее откосах необходимо предусматривать устройства бERM как в верховом, так и в низовом откосах для служебных проездов, сбора и отвода атмосферных вод [15].

*Ширину гребня* плотины следует устанавливать в зависимости от условий производства работ и эксплуатации, но не менее 4,5 м. Отметка гребня плотины определяется на основании вычисления возвышения его над расчетным уровнем воды (рис. 2.2).

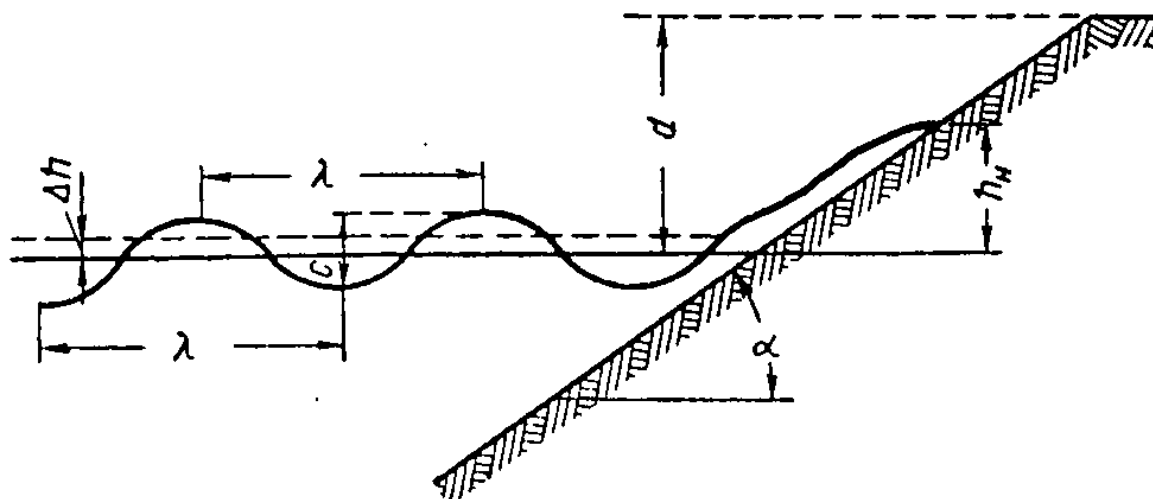


Рис. 2.2. Элементы волны

*Возвышение гребня* земляной плотины  $d$  над расчетным статистическим уровнем в водохранилище (см. рис. 1.10) определяется по формуле

$$d = h_n + \Delta h + a, \quad (2.1)$$

где  $h_n$  – высота наката ветровой волны на откос, м;  $\Delta h$  – высота ветрового нагона воды, м;  $a$  – запас, принимаемый не менее 0,5 м.

*Высоту наката волны*  $h_n$  рассчитывают по формуле Н. Н. Джунковского:

$$h_i = 3,2 \cdot C \hat{E} \cdot \operatorname{tg} \alpha = 3,2 \hat{E} \frac{C}{m}, \quad (2.2)$$

где  $C$  – высота волны, м;  $K$  – коэффициент, равный 1 для гладкого грунтового откоса, 0,77 – для откоса из каменной наброски, 0,9 – для бетона,

0,75–0,80 – для каменной мостовой;  $\alpha$  – угол наклона откоса;  $m$  – коэффициент заложения откоса,  $\operatorname{tg} \alpha = 1/m$ .

Высота волны  $C$  определяется по формуле

$$\tilde{N} = 0,0208 W^{5/4} \cdot L^{1/3}, \quad (2.3)$$

где  $W$  – скорость ветра, м/с;  $L$  – длина разгона волны, м.

Отметку гребня плотины необходимо проектировать с учетом строительного подъема, назначаемого сверх определенного по формуле (2.1) плюс осадка плотины (см. ниже).

Ориентировочные значения заложений откосов земляных насыпных плотин из глинистых и песчаных грунтов при наличии в основании грунтов с прочностью не меньшей, чем в теле плотины, приведены в табл. 2.1, 2.2 (СНиП 3.05.05–84).

Таблица 2.1

**Значения заложений откосов земляных насыпных плотин**

Высота плотины, м	Заложение откосов	
	верхового	низового
<5	2,0–2,5	1,5–1,75
5–10	2,25–2,75	1,75–2,25
10–15	2,5–3,0	2,0–2,5
15–50	3,0–4,0	2,5–4,0
>50	4,0–5,0	4,0–4,5

Таблица 2.2

**Значения заложений откосов намывных плотин**

Плотина	Грунт основания	Заложение верхового и низового откосов
Неоднородная	Скальная, плотная глина	1:3–1:4
Однородная песчаная	Песчаный, супесчаный	1:3,5–1:5

Назначенные заложения откосов проверяют расчетами статистической устойчивости и в случае необходимости уточняют.

## 1.2. Защитные покрытия откосов плотин

Верховые откосы плотин подвержены различного рода силовым воздействиям, из которых определяющими являются волновые. Для предотвращения разрушения откосов применяют различные защитные покрытия, наибольшее распространение получили каменные, бетонные и железобетонные, реже применяют асфальтовые и биологические. Эти покрытия,

кроме волновых, защищают от переменного уровня в верхнем и нижнем бьефах, от разрушения, от высоких перепадов температур на низовой грани и гребне плотины, от гравитационных воздействий, предотвращают истирание наносами обтекаемых потоков поверхностей [15].

Крепление верхового откоса плотины делится на основное, расположенное в зоне максимально волновых и ледовых воздействий, и облегченное – ниже основного крепления (рис. 2.3).

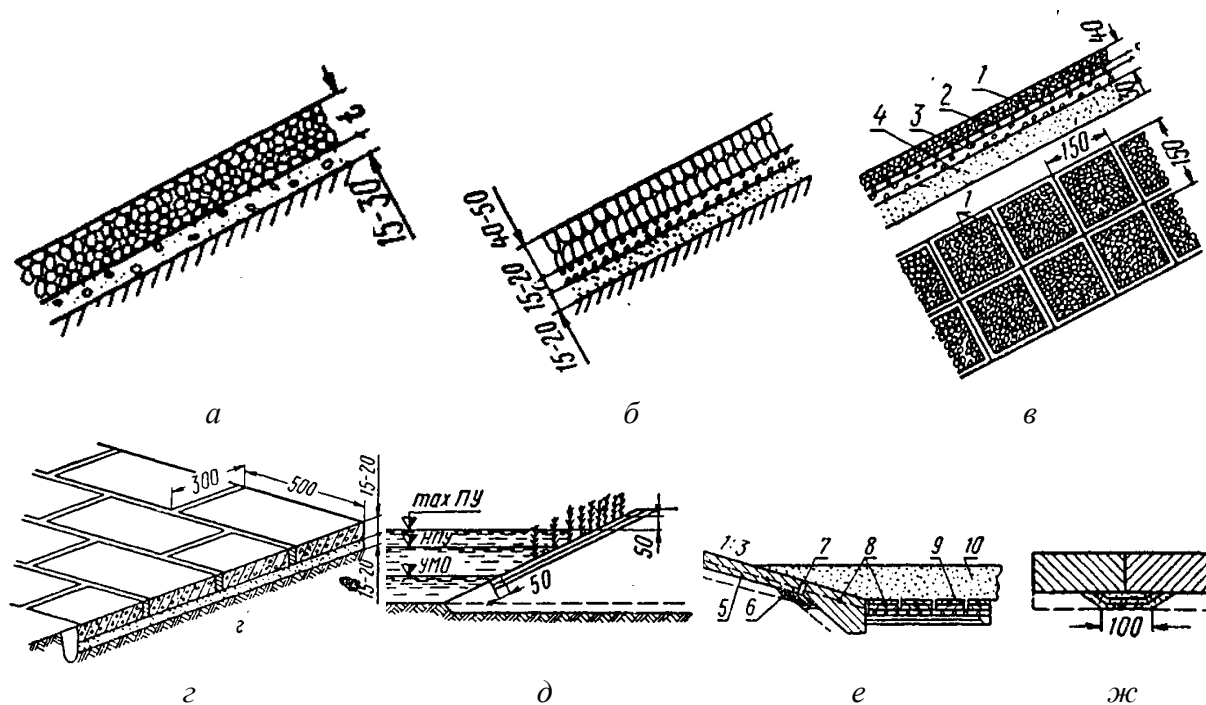


Рис. 2.3. Типы крепления верховых откосов земляных плотин: *а* – каменная наброска; *б* – двойное мощение камней; *в* – бетонные ящики, заполненные камнем; *г* – бетонные плиты; *д* – биологическое крепление; *е* – низовой конец крепления; *ж* – обратный фильтр под швом; 1 – каменная наброска; 2 – гравий; 3 – песчано-гравийная смесь; 4 – песок; 5 – плита; 6 – обратный фильтр; 7 – дренажные отверстия; 8 – арматура; 9 – железобетонный тюфяк; 10 – пригрузка

Верхней границей основного крепления, как правило, следует считать отметку гребня плотины. При значительном возвышении гребня над расчетным уровнем воды основное крепление заканчивают ниже гребня на отметке высоты наката, далее до гребня доводят облегченное крепление.

Нижнюю границу основного крепления следует назначать, считая от минимального уровня сработки (при опорожнении) водохранилища.

*Каменное мощение* выполняют одиночным (рис. 2.3, *а*) или двойным мостовым (рис. 2.3, *б*) и укладывают на слой подготовки в виде фильтра или естественной песчано-гравийной смеси.



Толщина каменного мощения  $t_m$  с учетом взвешиваемого давления воды, попавшей при накате за крепление, определяют по формуле

$$t_i = \frac{1,7\tilde{N}\sqrt{1+m^2}}{(\gamma_{\text{с}} - 1)m(m+2)}, \quad (2.4)$$

где  $C$  – высота волны, м;  $\gamma_k$  – средняя плотность камня, т/м<sup>3</sup>.

*Монолитные железобетонные крепления* откосов выполняют в виде секций размером не более 45×45 м каждая, разделенных между собой температурными поперечными и осадочными продольными швами. Крепление откосов из *сборных железобетонных плит* следует проектировать с омоноличиванием их в секции.

Толщину бетонных плит рассчитывают по формуле П.А. Шанкина:

$$\delta = 0,1\tilde{N}\sqrt{\frac{\lambda}{(\gamma_{\text{б}} - 1)mb}}, \quad (2.5)$$

где  $\lambda$  – длина волны, м;  $\gamma_b$  – средняя плотность бетона, т/м<sup>3</sup>;  $m$  – заложение откоса;  $b$  – размер плиты в направлении падения откоса, м.

На небольших плотинах при высоте волны до метра иногда используют *биологическое крепление откоса* в виде посадок влаголюбивых пород деревьев и кустарников (рис. 2.3, д).

### 1.3. Противофильтрационные устройства грунтовых плотин

Под влиянием напора, создаваемого плотиной, и в связи с водопроницаемостью грунта происходит фильтрация воды из верхнего бьефа в нижний как через тело плотины, так и через основание.

В теле плотины возникает фильтрационный поток, положение которого сверху ограничивается свободной поверхностью, называемой **депрессионной**. При рассмотрении плоского потока пересечение этой поверхности с вертикальной плоскостью принято называть *депрессионной кривой* или *кривой депрессии*.

Фильтрационный поток и его размеры существенно влияют на конструкцию и условия работы плотины, так как это обуславливает:

- потери воды из водохранилища;
- снижение устойчивости низового откоса и всей плотины;
- образование наледей в зимний период на низовом откосе, влекущих за собой повышение кривой депрессии и еще большее снижение устойчивости;

- необходимость введения в плотину конструктивных элементов, уменьшающих потери воды из водохранилища и обеспечивающих организованный отвод профильтровавшейся воды.

### 1.3.1. Конструкции дренажей

Дренажи в земляных плотинах служат для понижения депрессионной кривой, предотвращая выход фильтрационного потока на откос и отводя профильтровавшуюся через тело плотины воду в нижний бьеф. Исходя из задач, выполняемых дренажом, он должен иметь две основные части: приемную в виде того или иного устройства, которое обеспечивает поступление фильтрационного потока из тела плотины, а также ее основания и предотвращает фильтрационные деформации, и отводящую, которая транспортирует профильтровавшуюся воду за пределы плотины [4].

Депрессионная кривая должна быть заглублена относительно плоскости низового откоса не меньше чем на глубину промерзания.

Как правило, земляные плотины оборудуют дренажами. Отсутствие их (согласно СНиП 2.06.05–84) допустимо в следующих случаях:

- 1) при возведении плотин на водопроницаемом основании, в которых депрессионная поверхность без устройства дренажа оказывается достаточно удаленной от поверхности низового откоса и не попадает в зону промерзания;
- 2) в низовой части плотин с экранами, ядрами и диафрагмами при условии обеспечения отвода профильтровавшейся воды;
- 3) в плотинах, низовая часть которых выполнена из каменной наброски или другого крупнообломочного материала (гравийного, галечникового и т. п.).

**Основными конструкциями дренажей**, зарекомендовавшими себя в плотиностроении (рис. 2.4), являются [18]:

- дренажная призма, ее также называют дренажным банкетом (рис. 2.4, а);
- наклонный дренаж (рис. 2.4, б);
- горизонтальный трубчатый дренаж, состоящий из труб, уложенных параллельно подошве откоса плотины (рис. 2.4, в);
- внутренний каменный дренаж – разновидность горизонтального трубчатого дренажа, в котором трубы заменены каменной призмой (рис. 2.4, г) с отводом воды в отводящую канаву;
- комбинированные дренажи (рис. 2.4, д, ж).

Дренажный коллектор проектируется из камня, асбестоцементных гончарных труб и др.

*Дренажный банкет* (рис. 2.4, а) выполняют на русловых участках плотины при ее возведении без перемычек и при перекрытии реки отсыпкой камня в воду.

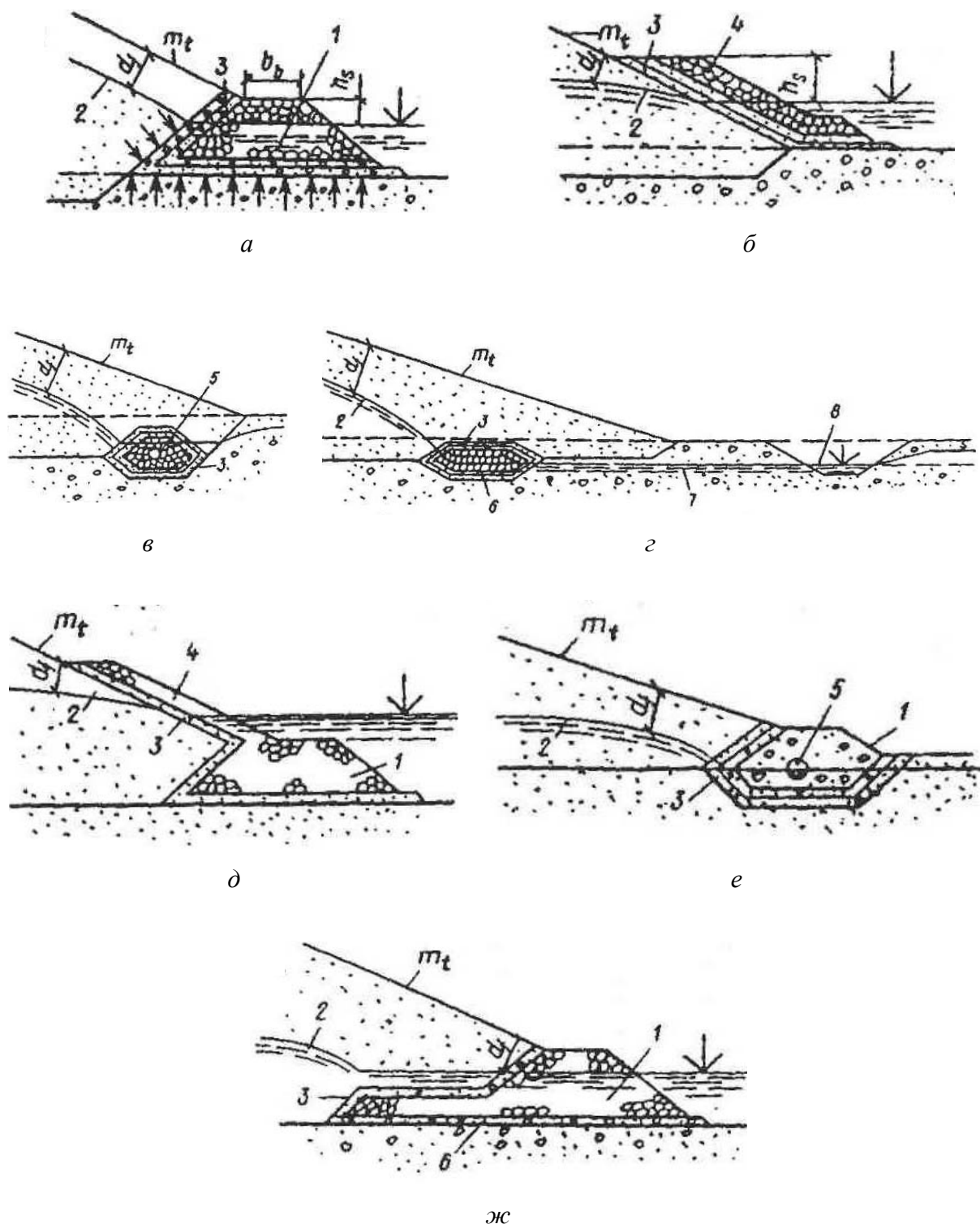


Рис. 2.4. Схемы основных видов дренажей: *а, б* – в русле (*а* – дренажный банкет; *б* – наклонный дренаж); *в–ж* – на берегу (*в* – трубчатый дренаж; *г* – горизонтальный дренаж; *д–ж* – комбинированные дренажи); 1 – дренажный банкет; 2 – поверхность депрессии; 3 – обратный фильтр; 4 – наклонный дренаж; 5 – труба; 6 – дренажная лента; 7 – отводящая труба; 8 – отводящая канава;  $d_f$  – максимальная глубина промерзания;  $m_t$  – коэффициент низового откоса;  $b_b$  – ширина банкета поверхности

Превышение гребня дренажного банкета  $h_s$  (при отсутствии наклонного дренажа, рис. 2.4, б) следует определять с запасом на волнение, величину которого устанавливают расчетом (см. ниже), но не менее 0,5 м. Ширину банкета поверху назначают не менее 1 м.

При сопряжении тела плотины с дренажным банкетом должна быть обеспечена фильтрационная прочность сопряжения за счет устройства обратного фильтра по внутреннему откосу банкета.

*Наслонный дренаж* (рис. 2.4, б) необходимо выполнять на участках плотины, перекрещивающих затопляемую пойму. Толщина наклонного дренажа с обратным фильтром должна быть не менее величины

$$T = 5d_{s85} + t_{\phi}, \quad (2.6)$$

где  $d_{s85}$  – диаметр частиц, масса которых вместе с массой более мелких фракций составляет 85 % массы грунта всего дренажного слоя;  $t_{\phi}$  – толщина обратного фильтра.

Обратный фильтр – несколько слоев несвязных грунтов, уложенных в порядке возрастания крупности частиц по направлению фильтрации, для предохранения защищаемого ими грунта от фильтрационных деформаций. Основными требованиями являются: обеспечение непроницаемости мелких частиц через поры прилегающего к нему первого слоя фильтра и непроницаемости частиц каждого предыдущего слоя самого фильтра через поры следующего, более крупного.

Превышение гребня наклонного дренажа  $h_s$  над максимальным уровнем нижнего бьефа принимается (рис. 2.4, а), как и для дренажного банкета (см. выше), с учетом высоты выклинивания фильтрационного потока на низовой откос плотины и глубины промерзания.

*Трубчатый дренаж* (рис. 2.4, в, е) следует предусматривать, как правило, в тех случаях, когда в нижнем бьефе отсутствует вода. Сечение труб определяется гидравлическим расчетом, но должно быть не менее 200 мм.

При строительстве земляных насыпных плотин на водонасыщенных грунтах, в которых под нагрузкой возникает поровое давление, нарушающее прочность основания, рекомендуется в низовой части плотины устраивать обратные фильтры.

Обратные фильтры служат приемной частью дренажей, они защищают грунт основания от фильтрационных деформаций и обеспечивают свободный выход фильтрационного потока. Выполняют обратные фильтры из несвязного естественного или искусственно подобранного грунта. Для обратных фильтров используют пески, гравелистые и щебенистые грунты из твердых и плотных каменных пород. В последнее время для обратного фильтра применяют искусственные волокнистые материалы, изготовленные на основе стекла и базальта [8].

В слоях обратного фильтра не допускается суффозия и кольматаж. В основании, защищенном обратным фильтром, а также в слоях самого фильтра не должно быть отслоения грунта и контактного размыва.

Толщина каждого слоя обратного фильтра  $t_s$  должна быть не менее  $(7-8)D_{s85}$ , где  $D_{s85}$  – размер частиц, мельче которых в фильтре содержится 85 % по массе. Из условий удобства производства работ толщину каждого слоя фильтра назначают не менее 20–25 см, а при укладке в воду – 50–70 см и более. В последнем случае, чтобы исключить возможность расслоения и выноса мелких частиц, коэффициент неоднородности грунтов доводят до  $\eta_{\phi} = D_{s60}/D_{s10} = 4-5$ .

Гранулометрический состав материала обратного фильтра подбирается с учетом характера дренируемого грунта и имеющихся местных фильтровых материалов. Состав фильтра должен исключать:

- отслаивание глинистого грунта на контакте с материалом фильтра – для плотин из глинистого грунта или плотин на глинистом основании;
- проникновение частиц защищаемого грунта в поры фильтра на участках нисходящего фильтрационного потока – для плотин из песчаного грунта;
- выпор и вдавливание частиц грунта в поры фильтра – для песчаного основания на участках восходящего потока;
- размыв защищаемого грунта на границе с фильтром – в случае фильтрационного потока, направленного вдоль контакта (контактный размыв);
- опасную для прочности фильтра суффозию в самом слое фильтра.

Состав фильтра должен обеспечивать «самозалечивание» трещин в ядре в случае их образования.

Для плотин III и IV классов и временных сооружений допускается отслаивание связного грунта в порах фильтра на глубину, не влияющую на его прочность (на  $0,5 d_{0\max}$ , где  $d_{0\max}$  – максимальный диаметр пор фильтра).

Материал обратного фильтра для плотин III и IV классов определяется расчетом, а толщина каждого слоя по фильтрационным условиям должна быть не менее  $5d_{s85}$ , но не менее 0,2 м.

Для устройства обратных фильтров следует применять естественные несвязные или получаемые дроблением грунты из твердых морозостойких каменных пород, не содержащие водорастворимых солей, и гранулированные шлаки.

### 1.3.2. Конструкции противофильтрационных устройств

Противофильтрационные устройства могут располагаться как в теле, так и в основании плотин.

**Противофильтрационные устройства в теле плотины.** Они должны быть достаточно прочными, гибкими, долговечными и экономичными. Конструктивно противофильтрационные устройства представляют собой эк-

раны, расположенные под защитным слоем или непосредственно на верховом откосе, либо *диафрагмы* или *ядра*, расположенные в центральной части плотины вертикально или с некоторым наклоном в сторону нижнего бьефа [15].

Для противофильтрационных устройств применяют слабоводопроницаемые грунты (глинистые, мелкозернистые пески, глинобетон, а также торф) или негрунтовые материалы (бетон, железобетон, полимеры, битумные материалы и др.) в виде верховой или центральной противофильтрационной призмы, экрана, диафрагмы, ядра, понура, шпунта, стенки, в том числе и создаваемой методом «стена в грунте», цементационной и других завес.

Толщину грунтового экрана или ядра плотины следует увеличивать сверху вниз. Минимальную толщину экрана или ядра поверху назначают не менее 0,8 м, а понизу – такую, чтобы градиенты напора фильтрационного потока, принимаемые для глинобетона, глины и суглинка, удовлетворяли критерию фильтрационной прочности тела плотины [8, 11, 15].

Расчеты фильтрационной прочности необходимо выполнять исходя из наибольшего напора, действующего на плотину.

При оценке фильтрационной прочности требуется проверить соблюдение следующего условия:

$$J_{ist.m} \leq \frac{1}{\gamma_n} J_{cr.m}, \quad (2.7)$$

где  $J_{est.m}$  – действующий средний градиент напора в расчетной области фильтрации;  $J_{cr.m}$  – критический средний градиент напора (табл. 2.3);  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности сооружений, определяемый по СНиП 2.06.01–86 в зависимости от класса сооружения при расчетах по предельным состояниям первой группы: I – 1,25; II – 1,20; III – 1,15; IV – 1,10. При расчетах по предельным состояниям второй группы  $\gamma_n$  следует принимать равным 1,0.

Таблица 2.3

**Значения критических средних градиентов напора  $J_{cr.m}$**

Грунт	Противофильтрационные устройства		
	Понур	Экран и ядро	Тело и призма плотины
Глина, глинобетон	15	12	8–2
Суглинок	10	8	4,0–1,5
Супесь	3	2	2–1
Песок:			
средний	–	–	1
мелкий	–	–	0,75



Проверку фильтрационной прочности тела или призмы плотины из грунтовых материалов выполняют для поперечного профиля, назначенного исходя из расчетов устойчивости откосов.

В результате проверки фильтрационной прочности уточняют конструкцию плотины, в частности место положения дренажа.

Значение  $J_{cr.m}$  принимают в зависимости от физико-химических свойств грунта, причем большие значения назначают для более плотного грунта.

При глубоком залегании водоупора следует при экране (ядре) предусматривать устройство понура или завесы. Понур, как правило, необходимо выполнять из того же материала, что и экран (ядро).

Длину понура следует назначать в зависимости от допустимых фильтрационных расходов, а также от условий недопущения опасных фильтрационных деформаций грунта основания плотины.

**Противофильтрационные устройства в основании плотины.** По конструкции противофильтрационных устройств в основании (рис. 2.5) различают земляные плотины [7]:

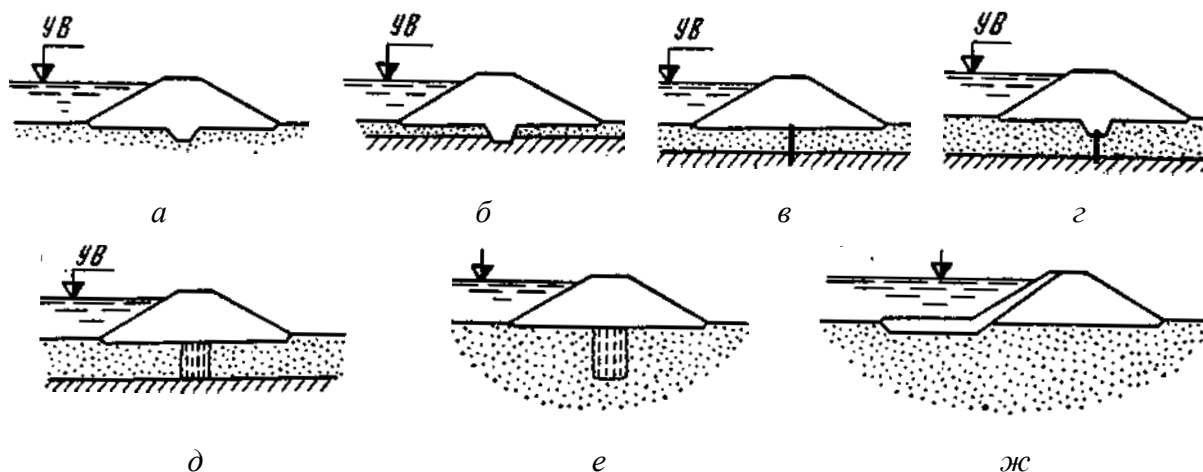


Рис. 2.5. Противофильтрационные устройства в основании земляных плотин: а – зуб; б – замок; в – диафрагма (стенка); г – зуб с диафрагмой; д – инъекционная завеса; е – то же висячая; ж – понур; УВ – уровень воды

- с зубом – грунтовым выступом, не достигающим до водоупора (рис. 2.5, а);
- с замком – грунтовым выступом, прорезающим водопроницаемый слой в основании и врезающимся в водоупор (рис. 2.5, б);
- с диафрагмой – стенкой, прорезающей водопроницаемый слой основания (рис. 2.5, в);
- с зубом и диафрагмой – сочетание, при котором прорезаются более глубокие водопроницаемые слои основания (рис. 2.5, г);

- с инъекционной завесой – противofильтрационной стенкой, образованной в грунте основания в результате нагнетания цементного или какого-либо другого вяжущего (рис. 2.5, *д*);
- с инъекционной висячей завесой – завесой, не достигающей до водопора (рис. 2.5, *е*);
- с понуром – горизонтальной «постелью» из маловодопроводимых грунтов, обычно применяемой в сочетании с экраном (рис. 2.5, *ж*).

Противofильтрационные устройства в основании земляных плотин устраиваются для предотвращения опасной фильтрации по контуру плотины с ее основанием. Для этой цели предусматриваются меры, зависящие от характера и состояния грунтов основания и обеспечивающие плотное прикрытие грунта плотины к грунту основания.

### 1.3.3. Требования к грунтам

Требования к грунтам для земляных плотин, как и к строительным материалам, предъявляются по прочности (характеризуется сдвиговыми показателями – углом внутреннего трения и сцеплением), водостойкости (характеризуется степенью растворимости грунта в воде) и водопроницаемости (характеризуется коэффициентом фильтрации).

Согласно СНиП 2.06.05–84 виды грунтов плотин и оснований, их физико-химические характеристики необходимо определять в соответствии с требованиями ГОСТ 25100–82\*, СНиП 2.02.02–84 и СНиП 2.02.04–88 [14, 22].

По условиям размещения грунтов можно выделить три характерные части поперечного профиля плотины:

- основную часть, которая выполняет роль массива, обеспечивающего устойчивость всего водоподпорного сооружения и поддерживающего заданные уровни верхнего бьефа;
- часть, занятую противofильтрационными устройствами – ядрами, экранами, понурами, замками, зубьями и пр.;
- часть, занятую дренажем.

Грунты каждой из этих частей поперечного профиля плотины должны отвечать различным требованиям исходя из выполняемых ими задач.

В основном практически можно использовать все виды скальных грунтов, а также отходы металлургической промышленности и тепловых электростанций. Для противofильтрационных устройств применимы маловодопроницаемые грунты (суглинки, глины, торф) и искусственные грунтовые смеси (глинобетон), для дренажей – несвязные грунты с повышенным коэффициентом фильтрации (пески различной крупности, гравий, галька, щебень, песчано-гравелистые смеси и крупные камни).

Земляные плотины возводят на скальных, полускальных и нескальных основаниях при условии всестороннего учета свойств слагающих их грунтов. При залегании в основании иловых и переувлажненных глини-

стых грунтов, в которых возможно появление порового давления, обуславливающего уменьшение сопротивляемости сдвигу, следует предусматривать его дренирование, а также ограничивать интенсивность возведения плотины. При незначительной мощности таких грунтов их удаляют и возводят плотину на коренных прочных грунтах.

При возведении плотин на водонепроницаемом основании небольшой мощности, подстилаемом слоем водопроницаемого грунта, необходимо оценить устойчивость водонепроницаемого слоя на выпор и исключить появление грифонов. Если водоупорный слой окажется недостаточно устойчивым, то у подошвы низового откоса плотины устраивают вертикальный дренаж или грунтовую пригрузку, вплотную примыкающую к плотине со стороны нижнего бьефа.

Основным показателем грунтов для оценки возможности возведения из них намывных плотин является их гранулометрический состав. При намыве используют грунты песчаные, гравелисто-галечные, супеси и суглинки.

Предварительно оценивается применимость карьерных грунтов по графику гранулометрического состава, приведенного на рис. 2.6. Грунты на этом графике разделены на пять групп, и каждая из них может быть использована для определенных типов плотин. Для намыва однородных плотин предпочтительны песчаные грунты (I группа); для намыва неоднородных плотин с мелкопесчаным ядром или мелкопесчаной центральной зоной целесообразно применять песчаные и гравийные грунты (II группа). Супеси (III группа), суглинки (IV группа), а также гравийные и галечные грунты (V группа) допускается применять для намыва плотин при соответствующем технико-экономическом обосновании. При этом супеси и суглинки (лессовидные грунты) могут быть использованы для намыва однородных плотин, суглинки и глины – для намыва ядра плотин, а гравийные грунты – для намыва упорных призм.

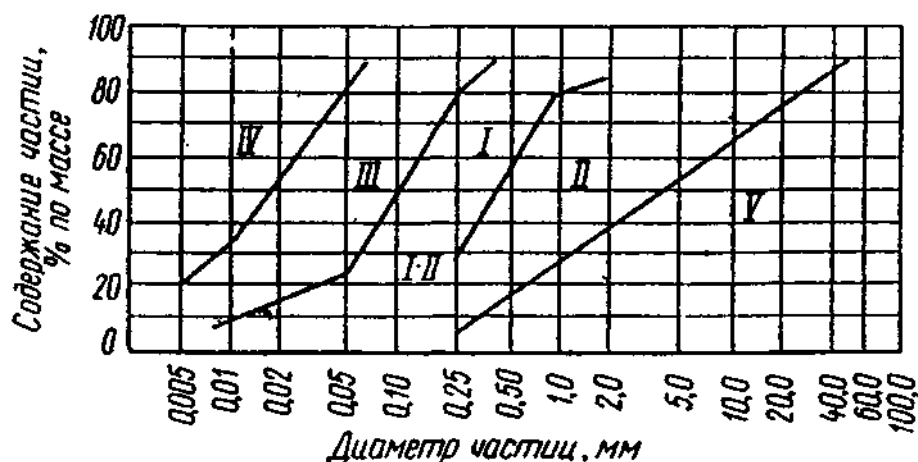


Рис. 2.6. Группы грунтов, используемых для намыва плотин

Так как намывные земляные плотины отличаются от насыпных только способом укладки грунта, поперечный профиль их будет таким же, как у насыпных плотин с искусственным уплотнением.

Заложение верховых откосов при их формировании назначают из условия их статической устойчивости. Крутизну откосов намывных плотин и вид крепления назначают в соответствии с требованиями для насыпных плотин, при этом крутизну откосов устанавливают не только с учетом конструкции и высоты плотины, характеристик грунтов ее тела и основания, но и с учетом фильтрационного режима, возникающего в процессе намыва плотины, а также отсутствия в период строительства постоянных дренажных устройств.

Согласно СНиП 2.06.05–84 среднее значение уклона откосов при свободном намыве песчаных и гравийных грунтов и среднее значение крутизны откосов рекомендуется принимать по табл. 2.4.

Таблица 2.4

**Среднее значение крутизны откосов**

Вид плотины	Грунт основания	Крутизна откосов
Однородная песчаная	Песчаные, супесчаные	1:3,5–1:5
	Старичные отложения, торф, ил	1:5–1:8
Неоднородная гравийно-песчаная с ядром	Скальные, плотные глины	1:3–1:4

Откосы намывных плотин распластанного профиля, формирующиеся при свободном растекании пульпы, допускается проектировать без крепления или с облегченным гравийным, галечниковым или биологическим креплением.

На откосах таких плотин при необходимости предусматривают поперечные буны для предотвращения перемещения грунта течениями вдоль плотины.

Минимальную ширину гребня намывной части профиля плотины строительного периода назначают с учетом возможности работы гидротранспортной установки или других средств механизации: для неоднородных плотин с центральной зоной – не менее 50 м, с ядром – не менее 70 м; для однородных плотин – не менее 20 м.

При проектировании дренажных устройств в теле намывных плотин необходимо учитывать возможность одновременного ведения работы по намыву тела плотины и по устройству дренажа, отдавая предпочтение конструкциям дренажа, представленным на рис. 2.4, б, д, е.

Уклон откоса при намыве ниже уровня воды определяют по расчету в зависимости от зернового состава грунта. Предварительно уклон откоса может быть принят от 1:10 до 1:4, причем меньшие значения уклона со-

ответствуют мелким пескам при наличии течения в водоеме. С увеличением крупности грунта и снижением скорости течения уклон откоса увеличивается.

## **1.4. Плотины из крупнообломочных грунтов**

Требования к крупнообломочным грунтам определяются их положением в поперечном профиле плотины и типом плотины.

### **1.4.1. Требования к грунтам. Очертания профиля**

Наиболее высокие требования предъявляют к камню, предназначенному для сухой кладки. Такой камень должен быть прочным и иметь правильную постельную форму. Пористость каменной кладки не должна превышать 20–25 %, и соотношение ширины к толщине должно быть не менее двух, а длины к толщине – не более трех-четырех [3].

Для наброски также используют достаточно прочный материал. Лучшим считается рваный камень с соотношением максимального и минимального размеров не более трех-четырех. Зерновой состав должен быть достаточно однородным, чтобы не происходило расслоения материала при сбрасывании его с высоты при устройстве плотин. В то же время для достижения максимальной плотности укладки и минимальных эксплуатационных деформаций зерновой состав должен обеспечивать минимальную пористость. Зерновой состав карьерного камня зависит главным образом от прочности и естественной трещиноватости породы, но в известной мере его можно регулировать подбором способа взрывания.

При соответствующем уплотнении и расположении в поперечном профиле плотины для строительства может быть использован практически любой крупнообломочный материал.

Для крепления откосов плотин используют только те крупнообломочные материалы, которые по своей крупности, прочности и морозостойкости удовлетворяют действующим нормативным документам [3].

Согласно СНиП 2.06.05–84 предельная крупность крупнообломочного материала, отсыпаемого в тело плотины, и его зерновой состав устанавливаются в зависимости от качества камня и метода возведения плотины. Крупность материала, отсыпаемого послойной укладкой, должна быть не более 0,75 толщины отсыпаемого слоя.

При укладке материала ниже поверхности воды коэффициент размягчаемости должен быть не ниже 0,9 для изверженных пород и 0,8 – для осадочных.

Ширину гребня плотины над НПУ, расположение и параметры берм определяют из тех же соображений, что и для земляных плотин (см. п. 1.1).

Заложение верхового и низового откосов плотины устанавливают с помощью расчетов их устойчивости в зависимости от грунтов основания и тела плотины. Прочностной характеристикой крупнообломочных грунтов является угол внутреннего трения, который нельзя сравнить с углом естественного откоса. Угол внутреннего трения зависит от плотности материала, его зернового состава, прочности отдельных частиц, их формы и шероховатости и, что особенно важно, при прочих равных условиях от действующих напряжений.

Для плотин различных типов на достаточно прочных основаниях заложение верхового  $m_1$  и низового  $m_2$  откосов можно ориентировочно принимать по табл. 2.5.

Таблица 2.5

**Заложение откосов для плотин из крупнообломочных грунтов**

Тип плотины	$m_1$	$m_2$
Из сухой каменной кладки	0,5–0,7	0,6–1,0
Каменно-набросные	1,2–1,3	1,3–1,4
Каменно-земляные с ядром	1,5–2,0	1,3–2,0
Гравийно(щебенисто)-земляные с ядром	2,0–2,5	2,0–2,5
Каменно-земляные с экраном	2,0–3,0	1,3–2,0
Гравийно(щебенисто)-земляные с экраном	2,5–3,5	2,0–3,0

Данные табл. 2.5 относятся к средним по высоте заложениям. В реальных сооружениях заложение откосов часто изменяют по высоте, делая откос более крупным у гребня и несколько более пологим у подошвы.

#### **1.4.2. Конструкции противofильтрационных устройств**

**Противofильтрационные устройства в теле плотины.** Противofильтрационные устройства в основании из крупно-обломочных грунтов выполняют с целью уменьшения фильтрационного расхода, предотвращения фильтрационных деформаций грунтов основания, снижения депрессионной кривой при обходной фильтрации, а также ликвидации дефектов основания, оставшихся незамеченными в процессе инженерно-геологических изысканий. Противofильтрационные устройства должны быть достаточно прочными, гибкими, долговечными и экономичными. Конструктивно они представляют собой либо экран, расположенный под защитным слоем или непосредственно на верховом откосе, либо диафрагмы или ядра, расположенные в центральной части плотины вертикально или с некоторым наклоном в сторону нижнего бьефа [11, 12].

Чаще всего для создания противofильтрационного устройства используют связные грунты. Из негрунтовых материалов применяют бетон, асфальтобетон и шпунт.

Конструкции противofильтрационных устройств в теле плотин приведены в разд. 1, п. 1.4, рис. 1.6 и 1.7.

В большинстве случаев из негрунтовых материалов устраивают экраны из бетона.

**Бетонные и железобетонные экраны** бывают трех типов: жесткие, полужесткие и гибкие.

*Жесткие экраны* разрезают только температурными швами (вертикальными), их устраивают лишь в тех случаях, когда деформации плотины незначительны (расположенные на скальном основании плотины из сухой каменной кладки, полунабросные и набросные небольшой высоты с подэкрановой кладкой).

*Полужесткие экраны* делят вертикальными и горизонтальными температурно-деформационными швами через 4–15 м на секции. Такие экраны укладывают на выравнивающий слой бетона, обмазанный битумом, что дает возможность экрану деформироваться независимо от основного тела плотины. Экраны этого типа находят применение в набросных плотинах.

*Гибкие экраны* представляют собой железобетонные плиты длиной до 10 м, уложенные в несколько слоев с перевязкой швов, между плитами укладывают битум. Такие экраны могут воспринимать без повреждений значительные деформации тела плотины и сейсмические воздействия.

Толщина железобетонного экрана в верхней части составляет 20–30 см, а к основанию увеличивается и достигает 1 % высоты плотины.

Расстояние между вертикальными температурными швами этих экранов принимают в пределах 12–18 см, а между горизонтальными осадочными назначают переменным – от 12–20 м в верхней части до 3–6 м у основания.

**Стальные экраны** абсолютно водонепроницаемы, обладают большой гибкостью, хорошо приспособляются к деформациям тела плотины и могут быть сооружены в короткий срок, но весьма дороги. Для устройства таких экранов применяют стальные листы толщиной 6–12 мм по возможности максимальных размеров, а также металлические шпунты. Для предохранения от коррозии поверхность экрана покрывают защитными эмульсиями или красками либо применяют нержавеющую сталь.

**Диафрагмы** из негрунтовых материалов имеют ограниченное применение.

Противofильтрационные элементы устраивают из грунтовых материалов, для создания которых используют различные делювиальные и пролювиальные моренные отложения, состоящие из жесткого скелета и мелкозернистого заполнителя (супеси, суглинки), а в некоторых случаях и глины. Используемые грунты должны быть достаточно водонепроницаемыми, легко поддаваться уплотнению в сооружении. Хорошим материалом является смесь глинистого грунта и крупнозернистого материала. Ос-



новное свойство глинобетона заключается в возможности путем подбора его состава регулировать в известной степени его деформативные свойства для приближения их к деформативным показателям материала упорных призм.

При назначении толщины грунтовых ядер и экранов учитывают экономические соображения и климатические условия, принимая ее такой, чтобы градиент фильтрационного потока  $J$  находился в пределах двух–шести.

Грунт укладывают в противофильтрационные устройства послойно при влажности, близкой к оптимальной, и уплотняют различными механизмами, чаще всего пневмокатками; в некоторых случаях грунт отсыпают в воду. От плотности и влажности, с которыми уложен грунт, зависят его фильтрационные и прочностные свойства, а также поровое давление и деформации в строительный и эксплуатационный периоды.

В гребневой части экранов, и особенно ядре, под влиянием различных причин (неравномерные осадки, горизонтальные перемещения при колебании уровня верхового бьефа, сейсмические воздействия) могут образовываться поперечные, продольные и горизонтальные трещины. Фильтрация по образовавшимся трещинам и вынос частиц грунта могут привести к катастрофическим последствиям, поэтому необходимо предусматривать мероприятия, снижающие возможность возникновения трещин и исключаяющие вредные последствия фильтрации при их появлении.

Для уменьшения возможности трещинообразования противофильтрационные элементы устраивают криволинейными в плане с выпуклостью в сторону верхнего бьефа; в верхней части противофильтрационных элементов целесообразно укладывать более пластичный грунт с влажностью выше оптимальной, и рекомендуется медленное наполнение водохранилища.

Для предотвращения возможности фильтрационных деформаций грунтовых ядер и экранов между ними и упорными призмами, как правило, необходимо устраивать обратные фильтры. Обратные фильтры укладывают как с верховой (один-два слоя), так и с низовой (до трех слоев) стороны грунтовых ядер и экранов.

Примеры современных каменно-земляных плотин с различными типами противофильтрационных устройств приведены на рис. 2.7–2.9.

**Противофильтрационные устройства в основании плотины.** Данные устройства из крупнообломочных грунтов выполняют с целью уменьшения фильтрационного расхода, предотвращения фильтрационных деформаций грунтов основания, снижения депрессионной кривой при обходной фильтрации.

Конструкция противофильтрационного устройства в основании определяется типом противофильтрационного устройства в теле плотины и геологическими условиями.

При наличии в основании коренных пород (скалы) либо при незначительном слое наносных отложений и сопряжении противофильтрационного устройства в теле плотины с малопроницаемым скальным основанием либо нескальным, если его водопроницаемость не превышает водопроницаемости противофильтрационного устройства в теле плотины, удаляют слой растительного грунта и наносных отложений и заглубляют это устройство в коренные породы.

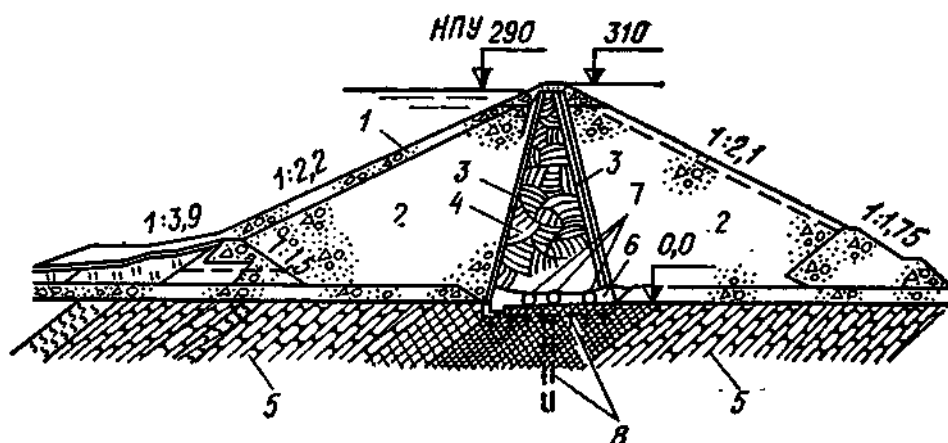


Рис. 2.7. Поперечный профиль с ядром в средней части плотины: 1 – крепление камней; 2 – отсыпка камня из известняка; 3 – обратный фильтр; 4 – ядро из суглинка; 5 – скала; 6 – бетонная пробка; 7 – цементационные потерны; 8 – цементационная по основанию ядра и цементационная завеса

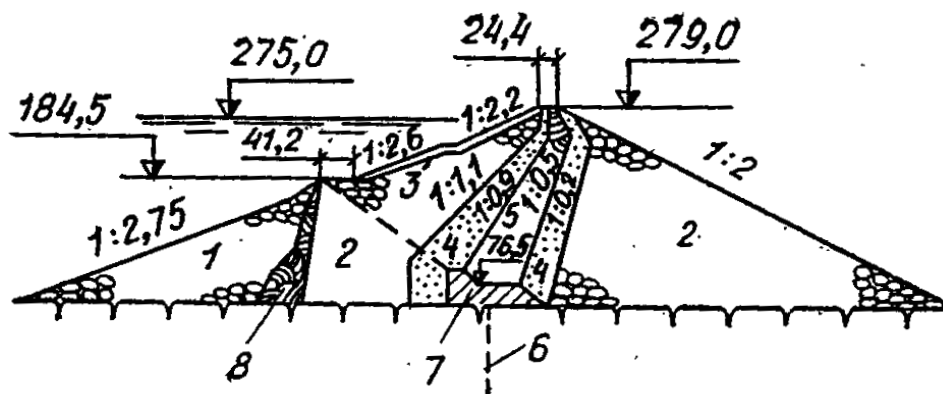


Рис. 2.8. Плотина с тонким наклонным грунтовым ядром: 1 – перемычка; 2 – гравелисто-галечный материал; 3 – крепление откоса камнем; 4 – песчано-гравелистый материал; 5 – ядро из глины; 6 – цементационная завеса; 7 – бетонный массив; 8 – ядро перемычки

При трещиноватом скальном основании в качестве противофильтрационных мероприятий обычно применяют цементацию (укрепительную и глубинную) и гораздо реже глинизацию или битумизацию (рис. 2.10). Первую осуществляют по контуру противофильтрационного устройства в теле

плотины с основанием на глубине до 10 м с поверхности бетонного зуба плотины, из цементационных галерей или штолен либо с поверхности котлована грунтового экрана или ядра. Глубинную цементацию, так же как и укрепительную, осуществляют с поверхности котлована (рис. 2.10, *а*) либо из специальных галерей или штолен (рис. 2.10, *б*, *в*). Приведенные выше противофильтрационные устройства применяют для высоких плотин I и II классов [8].

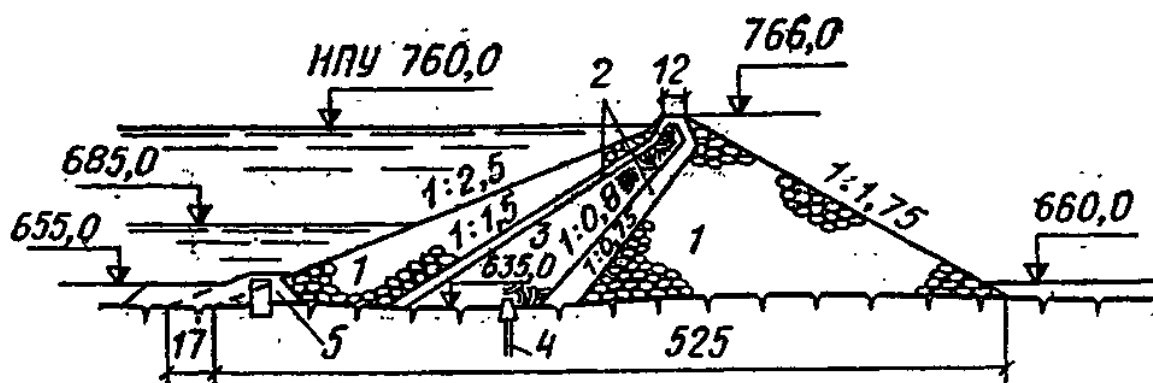


Рис. 2.9. Плотина с экраном: 1 – каменная наброска; 2 – фильтры из песчано-гравелистого грунта; 3 – экран из суглинка; 4 – цементационная завеса; 5 – верховая перемычка

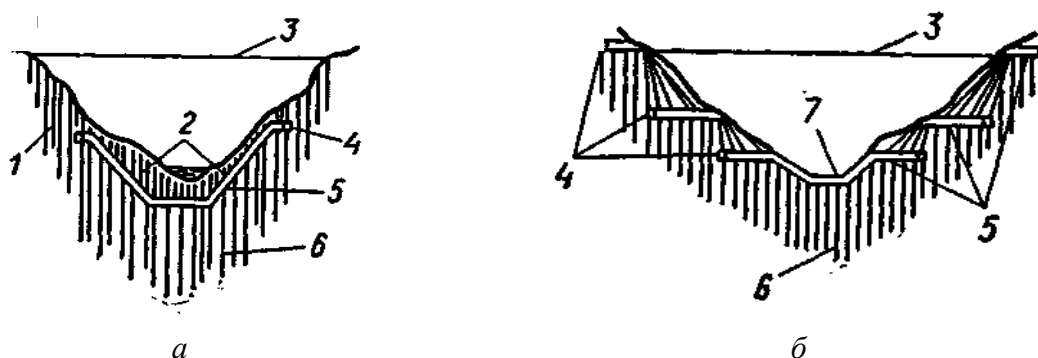


Рис. 2.10. Схемы устройства инъекционных завес в основании плотин: *а* – инъектирование с поверхности земли и из штольни в направлении сверху вниз и снизу вверх; *б* – инъектирование из штолен и галерей сверху вниз; 1 – скважины, пройденные с поверхности; 2 – скважины, пройденные снизу вверх; 3 – гребень плотины; 4 – подходные штольни; 5 – рабочие штольни; 6 – скважины, пройденные сверху вниз; 7 – галерея

При наличии в основании плотин незначительной мощности наносных отложений (до 10–20 м) их обычно пересекают зубом, устраиваемым в открытом котловане с водопонижением. Зуб может быть выполнен из бетона либо из грунтовых материалов. Бетонный зуб особенно целесообразен при противофильтрационных элементах в теле плотины из негрунтовых материалов, но иногда его выполняют и в сочетании с грунтовым ядром.

В основании плотины при расположении коренных пород, залегающих на большой глубине, чаще всего устраивают висячую инъекционную завесу. Инъекцию производят с поверхности возведенного на высоту в несколько метров над основанием для создания необходимой пригрузки грунтового противифльтрационного устройства или из потерн, расположенных в основании противифльтрационного устройства. За инъекционной завесой устраивают дренаж.

В сочетании с грунтовыми экранами иногда применяют понуры из того же материала, длина которых определяется фильтрационными расчетами.

В некоторых случаях понуры устраивают в сочетании с различного рода вертикальными противифльтрационными экранами в основании.

### **1.5. Сопряжение тела плотины с берегами и бетонными сооружениями**

Создаваемый гидроузлом напор оказывает значительное влияние на гидрогеологические условия прилегающих территорий. Подъем уровня грунтовых вод при отсутствии необходимых инженерных мероприятий нередко приводит к нарушению устойчивости берегов, подтоплению и заболачиванию террас и склонов в нижнем бьефе. Кроме фильтрации под сооружением возникает необходимая фильтрация вдоль устоев, стен шлюзов, плотин и других гидротехнических сооружений. Обходной фильтрационный поток оказывает давление на отдельные элементы сооружения, сопрягающиеся с береговыми примыканиями и земляными плотинами. При расчете обходной фильтрации проводят проверку общей фильтрационной прочности обратных засыпок и выходных градиентов на границе с дренажем или на выходе непосредственно в нижний бьеф.

Грунтовый поток в берегах и обходная фильтрация за сооружением имеют пространственный характер.

СНиП 2.06.05–84 предусматривает ряд мероприятий по сопряжению тела плотин всех типов с берегами, а также земляных плотин с бетонными сооружениями, которые необходимо учитывать при проектировании.

Наклонные поверхности берегов в пределах профиля примыкания плотины необходимо спланировать, при этом не допускаются нависающие участки в пределах примыкания плотины и уступообразные участки в пределах примыкания противифльтрационного устройства плотины. При сопряжении противифльтрационных устройств плотины с наклонными неровными поверхностями скальных берегов предусматривается подготовка поверхности скалы от гребня плотины (ядро, экран) к основанию с постепенным уположением, без резких переломов и технически обоснованным

наклоном береговых контактов, а также срезкой выступающих участков поверхности скалы и выравниванием бетоном местных понижений.

В местах сопряжения тела или противофильтрационного устройства плотины с основанием, берегами и бетонными сооружениями необходимо предусматривать тщательную укладку и уплотнение грунта вблизи поверхности сопряжения, для чего контактный слой (толщиной 2–3 м) отсыпается из грунта более пластичного тела плотины или противофильтрационного устройства.

При строительстве талых плотин в районах вечномерзлых грунтов при необходимости дополнительно предусматривается обогрев контактного слоя грунта противофильтрационного устройства плотины с основанием.

Сопрягающие устройства земляных плотин с бетонными и железобетонными сооружениями должны обеспечивать:

- защиту земляной плотины от размыва водой, пропускаемой через водосбросные сооружения;
- плавный подход воды к водоприемным сооружениям со стороны верхнего бьефа и плавное растекание потока в нижнем бьефе, предотвращающее подмыв тела и основания плотины.

Для обеспечения надежного примыкания тела земляной плотины к бетонному сооружению необходимо предусматривать уклон сопрягающих граней земляной насыпи не более чем 10:1 [11].

Сопряжение земляной плотины с бетонными сооружениями, прорезающими ее тело, следует осуществлять для плотин, имеющих противофильтрационные устройства, а для однородных плотин – в пределах верхового клина и центральной части плотины. Сопряжение осуществляется в виде диафрагмы, врезающейся в земляную плотину (шпунтового ряда, бетонной стенки и др.). Длину диафрагмы сопряжения определяют на основании фильтрационных расчетов. При строительстве в районах вечной мерзлоты длина диафрагмы сопряжения устанавливается также и теплотехническим расчетом. Сопряжение тела земляной плотины, имеющей в своем составе СОУ (сезонно-действующие установки), с бетонным сооружением осуществляется заведением СОУ плотины в сопрягающий устой бетонного сооружения.

При сопряжении участков земляной плотины, выполняемых насыпным и намывным способами, предусматриваются мероприятия, не допускающие сосредоточенную фильтрацию в месте сопряжения и неравномерную осадку тела плотины и основания.

При сопряжении талой плотины с вечномерзлыми грунтами береговых примыканий противофильтрационное устройство плотины заводится в берега на глубину зоны оттаивания грунтов береговых массивов при эксплуатации плотины, которая определяется теплотехническим расчетом.

## 1.6. Общие сведения по возведению плотин

В зависимости от способа производства работ различают земляные плотины, возводимые насыпным или намывным методом, путем направленных взрывов, а также отсыпкой в стоячую воду [15, 20].

Наибольшее распространение имеют **насыпные плотины**, для создания которых грунт из карьера транспортируется автомашинами, скреперами, на тракторных прицепах и т. п., а на месте укладки равномерно разравнивается и уплотняется. Толщина уплотняемого слоя зависит от качества и влажности грунтов, массы и типа катка. Так, при уплотнении суглинка гладкими катками толщину принимают 20–25 см, для пневмокатков, масса которых достигает 26 т, увеличивают до 60 см, а для виброкатков – до 0,8–1,0 м.

Частично грунт уплотняется механизмами, участвующими в его доставке и укладке, но для получения необходимой плотности применяют катки.

Влажность грунта оказывает значительное влияние на эффективность его укатки. Комочки (частицы) слишком сухого грунта имеют повышенный коэффициент трения. Поэтому для создания необходимой плотности они потребуют большее усилие, т. е. больший вес катка. Иссушенность грунта может быть даже такая, когда агрегаты частиц под тяжестью катка начнут дробиться на более мелкие, но спрессовываться они будут замедленно. При излишне повышенной влажности грунта его поры частично или полностью заполнены водой. Это обстоятельство также затрудняет процесс уплотнения, так как, помимо физического отжатия воды из пор, необходимо преодолеть и взаимодействие воды с частицами грунта.

Таким образом, грунты должны иметь какую-то среднюю влажность, при которой заданная плотность будет достигаться при минимальной работе уплотняющих механизмов. Такая влажность называется оптимальной. Ее величина зависит от качества грунта, веса и типа катка. Например, для суглинков, уплотняемых шеститонными катками, она составляет 12–16 %. При большем весе катка и применении катков на пневмоходу или виброкатков этот процент влажности уменьшается. Иногда слишком сухой грунт приходится увлажнять.

Качество уплотнения грунта контролируется или лабораторным методом, или полевым плотномером, у которого число ударов гири при погружении в укатываемый слой специального штыря и средняя плотность грунта  $\gamma$  связываются зависимостью, выраженной графически в виде кривой.

При возведении малых и средних плотин среднюю плотность грунта принимают не менее  $1,6 \text{ т/м}^3$ . Высокие плотины делят на зоны высотой 5–8 м и для каждой из них устанавливают среднюю плотность по компрессионной кривой с учетом давления вышележащих слоев.

Грунты в тело плотины укладывают с учетом их механических свойств. Более водоупорные отсыпают ближе к водохранилищу, а худшего качества – в зоне низового откоса. Это затруднит проникновение фильтрационного потока в тело плотины и будет способствовать выходу воды из пределов ее низовой части.

Сущность **намывного способа** состоит в том, что грунт из карьера к месту укладки в тело плотины доставляется с помощью воды [19].

Для намыва земляных плотин применяют гидромеханизацию, т. е. механизированный способ производства земляных работ, при котором разработка грунта, его перемещение и укладка осуществляются при помощи воды.

Различают два способа разработки грунтов при гидромеханизации: гидромониторный и землесосный (рис. 2.11). При *гидромониторном* способе разработка грунтов осуществляется путем размыва сухого забоя мощной компактной водяной струей, выбрасываемой из гидромониторов (рис. 2.11, а).

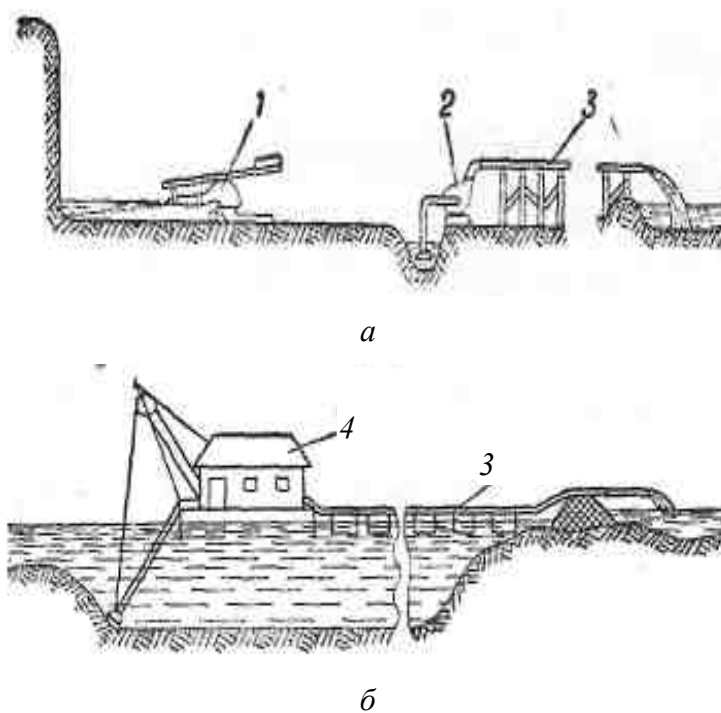


Рис. 2.11. Гидромониторный (а) и землесосный (б) способы работ: 1 – гидромонитор; 2 – землесос; 3 – пульповод; 4 – землесосный снаряд

При *землесосном способе работ* грунт разрабатывают путем непосредственного всасывания из-под воды, причем для интенсификации всасывания часто применяют механическое разрыхление грунта (рис. 2.11, б). При гидромониторном – вода под значительным давлением подводится к брандспойту – гидромонитору. Вытекающая из гидромонитора с большой скоростью (20–70 м/с) струя воды размачивает грунт. Размытый грунт (пульпа) стекает к землесосу и перекачивается им по трубам к месту укладки.



Землесосный способ работ, в отличие от гидромониторного, дает возможность разрабатывать подводные забои, что позволяет выполнять выемку всевозможных каналов и котлованов без устройства перемычек и водоотлива, удельный расход электроэнергии при нем меньше, отпадает необходимость устройства насосных станций и водопроводных линий для питания гидромониторов. Недостатком землесосного способа работ является большая, чем при гидромониторном способе, зависимость от грунтовых условий, когда не может быть создана акватория для плавания землесосных снарядов.

Высокая эффективность гидромониторных работ является следствием непрерывности процессов и возможности их автоматизации. Гидромониторный метод представляет собой своеобразный конвейер и характеризуется использованием простого оборудования, имеющего незначительный вес и малую стоимость (в простейших случаях все оборудование состоит из гидромонитора и водопроводных труб), качественной укладкой грунта, возможностью фракционирования грунтов в процессе укладки.

Посредством гидромонитора возведено большое количество земляных плотин, выполнена засыпка пазух гидротехнических сооружений.

Основным фактором, характеризующим эффективность применения гидромеханизации земляных работ, является удельный расход воды, т. е. количество воды, расходуемое на разработку и перемещение  $1 \text{ м}^3$  грунта. Удельный расход воды зависит от гранулометрического состава грунта, высоты забоя и ряда других факторов и колеблется при гидромониторном способе от  $3 \text{ м}^3$  при песках до  $15\text{--}20 \text{ м}^3$  при тяжелых глинистых грунтах.

При землесосных работах удельный расход в среднем составляет  $10 \text{ м}^3$  (при песках –  $5 \text{ м}^3$ , при суглинках и гравийных грунтах – до  $15\text{--}16 \text{ м}^3$ ).

Грунт к месту укладки транспортируется по пульпопроводам (подводящие водоводы) с напором до  $60\text{--}100 \text{ м}$ . Это позволяет возводить достаточно высокие плотины. Обычно намыв ведется по так называемым картам – участкам плотины со сторонами  $100\text{--}400 \text{ м}$ , ограниченным валами. Разводящий трубопровод в пределах карты приподнимают над поверхностью. Иногда для этих целей используют деревянные *опоры-эстакады*, которые после намыва оставляют в теле плотины, а для следующих позиций трубопровода устраивают новые. Поэтому эстакадный способ намыва требует много лесоматериалов. Для сокращения расхода леса успешно применяется другой метод. Разводящие трубы укладывают на специально устраиваемые для них валики (дамбы). Этот способ, получивший название *безэстакадного*, дешевле первого, но для него необходимо много механизмов, которые должны подготавливать валы и перемещать трубопроводы. Безэстакадный намыв впервые был освоен на строительстве Мингечаурского гидроузла с монтажом пульповодов на быстроразъемных стыках и наращиванием их с помощью трубоукладчиков без остановки потока пульпы. Это значительно упростило организацию работ.

Основные условия применения гидромеханизации – наличие на месте строительства грунта, пригодного для намыва, и достаточного количества воды для разработки и транспортировки грунта в тело плотины.

Лучшими грунтами для намывных плотин являются несвязные – песчаные, песчано-гравелистые и супесчаные. В отдельных случаях, а также для намыва ядра или экрана используют суглинки. Суглинки и глины имеют плохую водоотдачу, что тормозит намыв.

По конструкции поперечного профиля намывные плотины делятся на однородные, с ядром и экраном. Заложение откосов примерно такое же, как и у насыпных плотин, или более пологое. Последние два типа можно устраивать в том случае, если грунт, из которого намывается плотина, имеет значительную неоднородность, а именно коэффициент неоднородности

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} > 3, \text{ где } d_{60} \text{ и } d_{10} - \text{диаметры частиц, мм, вес которых вместе с ве-}$$

сом более мелких частиц составляет 60 и 10 % веса всего грунта [7, 23].

В зависимости от расположения разводящих трубопроводов и, следовательно, точек выброса пульпы различают двухсторонний, односторонний и мозаичный способы намыва плотины (рис. 2.12) [18].

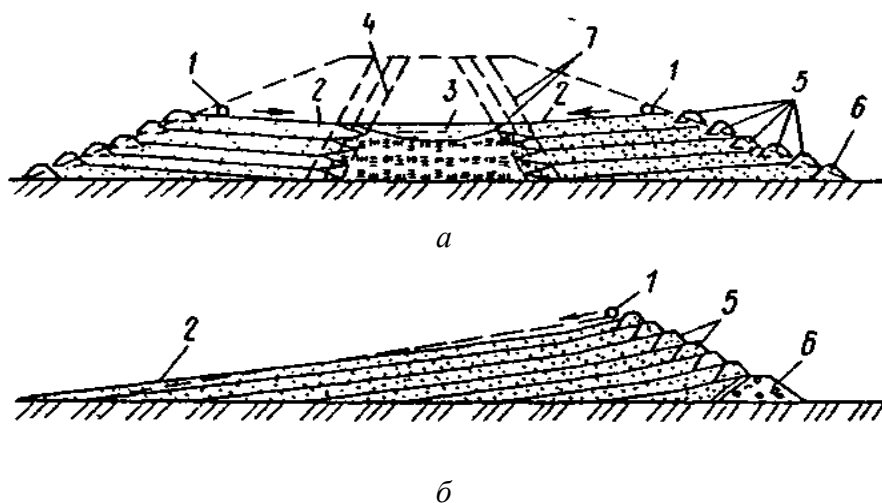


Рис. 2.12. Основные схемы возведения намывных плотин: *а* – двухсторонний намыв с ядром; *б* – односторонний намыв; 1 – распределительный пульповод; 2 – откос намыва; 3 – отстойный пруд; 4 – граница ядра; 5 – дамба попутного обвалования; 6 – дамба первичного обвалования; 7 – граница прудка

При *двухстороннем* намыве разводящие трубопроводы на эстакадах или дамбах располагают вдоль обоих откосов плотины, устраивая выпуски через 5–10 м (рис. 2.12, *а*). Специальные валики ограничивают растекание пульпы в сторону откоса, и поэтому поток направляется к оси плотины. При этом происходит гидравлическая сепарация грунта: крупные частицы выпадают вблизи откосов, а мелкие – с водой достигают средней части

плотины. Здесь вода, освободившись от большинства этих наносов, переливается через кромку вертикальной водосборной шахты и отводится за пределы плотины. Вертикальная шахта (по окончании работ тампонируется) выполняется из деревянных венцов типа колодезного сруба, наращиваемых по мере намыва плотины. Это позволяет регулировать глубину воды и степень ее осветления в образовавшихся здесь прудах-отстойниках.

При такой схеме выпадения взвеси в средней части плотины образуется ядро из глинистых и пылеватых фракций грунта. Для получения наиболее качественного ядра необходимо, чтобы пульпа из обоих пульповодов поступала равномерно и имела одинаковый механический состав.

При *одностороннем намыве* из разнородных грунтов разводящий пульповод располагают со стороны низового откоса (рис. 2.12, б). В результате пульпа перемещается в сторону верхового откоса. Устраиваемые здесь фильтрующие дамбочки из гравия или щебня предупреждают дальнейшее продвижение потока и способствуют отложению мельчайших фракций, образующих подобие экрана.

Грунт с коэффициентом неоднородности менее 3 не позволяет получать в теле плотины зоны с пониженной водопроницаемостью. Поэтому в этих случаях устраивают однородные плотины, применяя *мозаичный* или *торцовый способ намыва*. При мозаичном намыве (рис. 2.13) пульпу выпускают из достаточно развитой сети патрубков более или менее равномерно по карте намыва. Торцовый способ применяют при безэстакадном расположении труб, оборудованных быстроразъемными муфтами, что позволяет менять точки выброса пульпы, не прекращая ее подачи на карту.

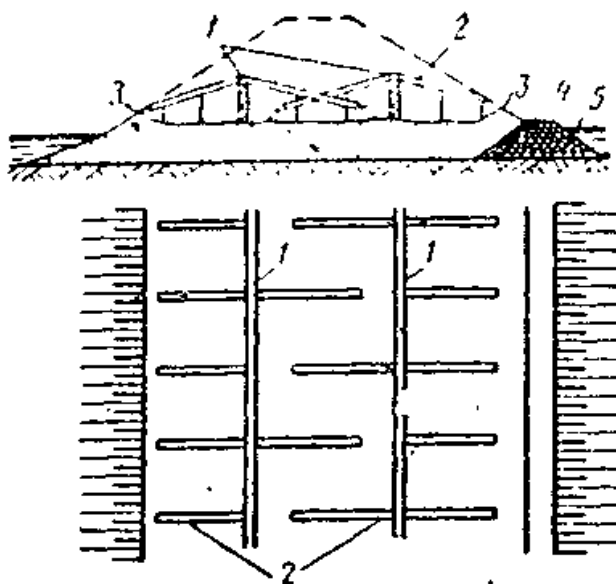


Рис. 2.13. Мозаичный намыв плотины: 1 – пульповоды; 2 – распределительные лотки; 3 – дамбочки; 4 – фильтр; 5 – каменный банкет

При намыве земляных сооружений частицы грунта плотно с помощью воды ложатся друг к другу, образуя монолит со средней плотностью  $1,61\text{--}1,64\text{ т/м}^3$ , и поэтому дополнительного уплотнения обычно не требуется.

В отдельных случаях, например на строительстве Асуанской плотины, доуплотнение песка, намывного под воду, производилось с помощью вибрационных установок.

Достоинствами намывных плотин по сравнению с насыпными являются:

- большая устойчивость из-за свойственного им уплотнения намываемого грунта;
- меньшая потребность в рабочей силе;
- высокие темпы укладки грунта (до 300 тыс.  $\text{м}^3/\text{сут}$ );
- возможность намыва грунта в дождливое время и морозный период;
- возможность возведения путем намыва в воду;
- простота механизмов, нет потребности в тяжелых землеройных снарядах и транспорте для перевозки грунта;
- меньшая стоимость, особенно при больших объемах работ и самоходной подаче пульпы.

К недостаткам намывных плотин относятся: большой расход электроэнергии при подаче пульпы по напорным трубопроводам, значительная потребность в металле (трубы, лотки, насосы и др.) и потребность в грунте определенного качества и большом количестве воды на месте строительства.

В связи с этим некоторое распространение получили плотины, отличающиеся от чисто намывных тем, что при их устройстве грунт разрабатывают и доставляют к плотине обычными механизмами и транспортными средствами, а укладывают с помощью гидромониторов. Это позволяет получить качественную насыпь, не требующую дополнительного уплотнения.

Способ возведения земляных плотин *отсыпкой грунта в воду* известен в нашей стране в послевоенный период. Он применен на многих стройках. Так, отсыпкой грунта в воду в ядро экранной плотины Иркутской ГЭС уложено около 160 тыс.  $\text{м}^3$ . На строительстве Волжской ГЭС в 1958 г. этим способом была сооружена глиняная часть понура, причем вместо послойной отсыпки с разравниванием и уплотнением грунт отсыпали в воду сразу на всю толщину (2–4 м). При этом способе площадка, на которой возводится плотина, валиками высотой от 0,4–0,6 до 2 м разделяется на небольшие участки (карты) площадью от 100  $\text{м}^2$  и более. Эти участки на половину высоты валиков заполняют водой, а затем засыпают грунтом естественной влажности. Грунт насыщается водой, вследствие чего уменьшаются силы внутреннего трения и происходит его самоуплотнение сначала до средней плотности, равной  $1,52\text{ т/м}^3$ , а затем до  $1,6\text{ т/м}^3$ . Этот способ позволяет ис-

пользовать самые разнообразные грунты, исключать работу уплотняющих механизмов [8].

Сущность **направленного взрыва** состоит в том, что при взрыве зарядов в одной или нескольких кумулятивных выемках при соответствующем выборе их форм, размеров и расположения обеспечивается выброс грунта в заданном направлении в заданную часть пространства.

С применением направленных взрывов строят плотины различных типов: земляные, каменно-земляные и каменно-набросные.

Обычно взрывом на выброс возводят основное тело плотины, а затем досыпают профиль до проектных очертаний, устраивая при необходимости противифльтрационные элементы и дренажи.

Наиболее благоприятны для постройки плотин направленным взрывом створы с крутыми берегами, изогнутыми в плане.

В некоторых случаях направленными взрывами возводят сооружения из предварительно складированных материалов. Для этого на берегах реки устраивают склады грунта объемом на 30–50 % больше объема тела плотины. В подготовленный таким образом грунт закладывают заряды, которые можно взрывать последовательно, с некоторым замедлением относительно друг друга, что позволяет уложить в сооружение различный материал в требуемой очередности. Этот способ дороже, чем взрыв естественного массива грунта, но значительно сокращает сроки строительства и особенно целесообразен при перекрытии рек с быстрым течением. Таким путем была возведена верховая перемычка Нурекской плотины (рис. 2.14) [19, 22].

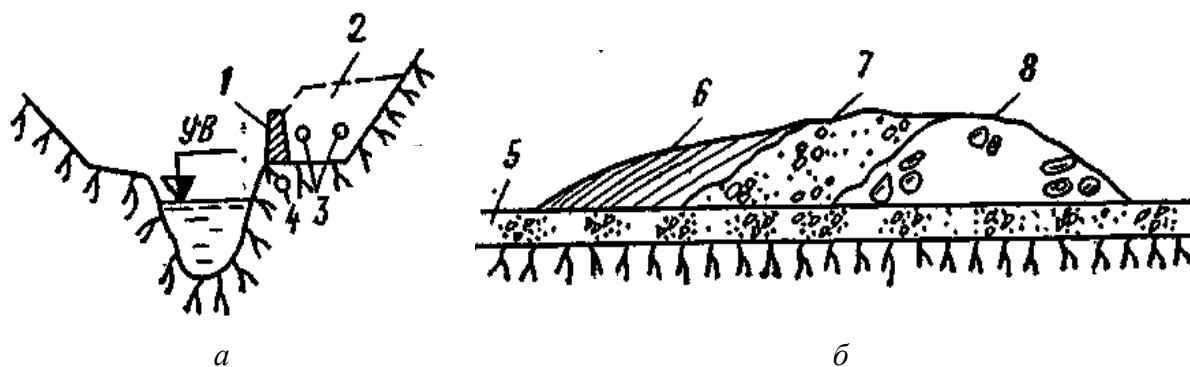


Рис. 2.14. Схема возведения взрывом верховой перемычки Нурекской плотины: *а* – поперечный разрез по складу камня; *б* – поперечный профиль образованной взрывом перемычки; 1 – подпорная стенка; 2 – склад камня; 3 – бетонные трубы для размещения основных зарядов; 4 – заряды для дробления скального берега; 5 – русловый аллювий; 6, 7, 8 – наброска взрывом, соответственно, супеси, гравелисто-галечного грунта и камня

Возведение каменно-земляных плотин направленным взрывом допускается СНиП 2.06.05–84 при благоприятных для этого метода природных условиях: в узком створе ( $B/h < 3$ , где  $B$  – ширина створа), при скаль-

ных породах берегов. Противофильтрационные устройства этих плотин выполняют путем инъекции раствора в центральную призму, отсыпкой верховой слабоводопроницаемой призмы или экрана.

Выброс грунта в тело плотины направленными взрывами производится с одного или обоих берегов, причем заряды располагаются выше гребня запроектированной плотины с таким расчетом, чтобы выброшенная взрывом порода легла на ненарушенные борта.

Если для создания тела плотины используют сильно водопроницаемые грунты, то на ее верховом откосе проектируют устройство (после предварительной обработки) водонепроницаемого экрана. В случаях, когда на низовом откосе плотины возможно выклинивание депрессионной кривой фильтрационного потока, предусматривают устройство наклонного дренажа. В некоторых случаях применяют и другие типы дренажных устройств (дренажные призмы, тюфаки или комбинированные дренажи).

## Г л а в а 2

### ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ ЧЕРЕЗ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Вопрос о фильтрации воды через тело земляной плотины имеет большое практическое значение. Фильтрационными расчетами определяются: положение фильтрационной поверхности потока (депрессионной кривой) в теле плотины, основании и берегах; напор (или градиенты) фильтрационного потока в теле плотины и основании, а также в местах выхода потока в дренажах и др.

Основоположником гидравлических методов расчета фильтрации через земляные плотины является акад. Н. Н. Павловский. Им разработана стройная система таких расчетов для различных конструкций земляных плотин, и результаты расчетов хорошо согласуются с натурными данными. Поэтому рассмотрим основные фильтрационные расчеты, выполненные по методу акад. Н. Н. Павловского [14].

Цель фильтрационных расчетов сводится к определению положения кривой депрессии, скорости фильтрации и пьезометрических уклонов и фильтрационных расходов через плотину и ее основание [4].

#### 2.1. Основные положения теории фильтрации

Фильтрация воды в порах грунта происходит под влиянием силы тяжести при наличии разности напоров воды в отдельных точках потока.

Движение фильтрационных потоков подчиняется *закону Дарси*:

$$Q = k_{\phi} \omega I, \quad (2.8)$$

где  $Q$  – расход воды;  $k_{\phi}$  – коэффициент фильтрации грунта;  $\omega$  – площадь сечения потока (включая частицы грунта);  $I$  – гидравлический уклон (градиент) фильтрационного потока, равный  $H/l$  (здесь  $H$  – потери напора на длине пути фильтрации  $l$ ).

Из формулы (2.8) следует, что расход грунтового потока линейно зависит от градиента, что в большинстве случаев наблюдается при ламинарном движении воды в пористой среде.

Закон Дарси выражается также зависимостью

$$V = k_{\phi} I. \quad (2.9)$$

Скорость фильтрации можно, кроме того, рассчитать по формуле

$$V = Q/\omega, \quad (2.10)$$

где  $V$  – фиктивная скорость фильтрации, отнесенная к полной площади сечения потока.

Действительная скорость течения воды в порах грунта

$$V' = V/m, \quad (2.11)$$

где  $m$  – активная пористость грунта.

Основанные на законе Дарси решения задач фильтрации используют в практических расчетах для условий движения воды в песчаных, глинистых, песчано-гравелистых грунтах и в скальных породах с мелкой изотропной трещиноватостью.

Режим движения воды в указанных грунтах при расчетах гидротехнических сооружений принимают ламинарным, хотя здесь возможны зоны с большими или весьма малыми скоростями течения, в которых движение фильтрационных вод отклоняется от закона Дарси. Однако эти ограничения по размерам зоны фильтрационного потока не оказывают заметного влияния на движение воды во всей области фильтрации.

С методикой расчета напорной фильтрации в основаниях плотин под флютбетами и обходной фильтрации на участках сопряжения гидротехнических сооружений с берегами можно ознакомиться в справочнике проектировщика «Гидротехнические сооружения» [7, гл. 4].

Под влиянием напора, создаваемого плотиной, и в связи с водопроницаемостью грунта (*второй закон механики грунтов*) происходит фильтрация воды из верхнего бьефа в нижний как через тело плотины, так и через основание (рис. 2.15).

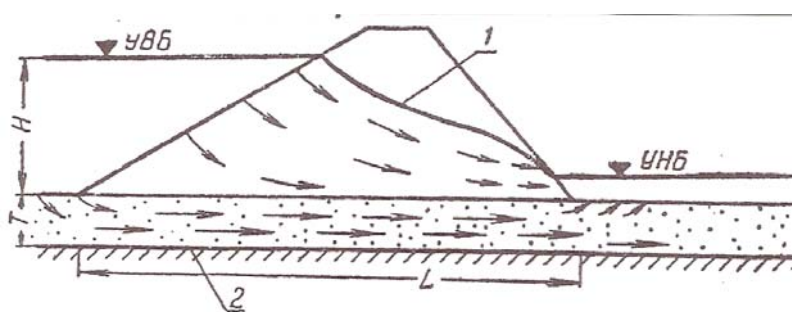


Рис. 2.15. Фильтрация воды через земляную плотину:  
1 – депрессионная кривая; 2 – водоупор

В теле плотины возникает фильтрационный поток, положение которого сверху ограничивается свободной поверхностью, называемой депрессионной. При рассмотрении плоского потока пересечение этой поверхности с вертикальной плоскостью принято называть депрессионной кривой или кривой депрессии.



Фильтрационные расчеты производят с целью определения положения депрессионной кривой и установления значений градиентов и скоростей фильтрационного потока, а также расчета фильтрационного расхода. В случае необходимости перечисленные параметры определяют не только в теле плотины, но и в ее основании и берегах – в зоне движения обходного фильтрационного потока.

Для проведения фильтрационных расчетов предварительно необходимо установить расчетный поперечный профиль сооружения, тип и положение дренажного устройства, коэффициенты фильтрации в отдельных элементах тела плотины  $k_{\text{п}}$  и ее основания  $k_{\text{осн}}$ .

В большинстве случаев фильтрационные расчеты носят вспомогательный характер и используются при расчетах устойчивости откосов плотины, при расчетах фильтрационной прочности грунтов тела плотины, основания и берегов, а также для обоснования наиболее рациональных размеров конструктивных элементов плотины (упорных призм, противофильтрационных и дренажных устройств). Кроме того, фильтрационные расчеты позволяют установить значения потерь воды из водохранилища на фильтрацию и в случае необходимости наметить те или иные мероприятия для их снижения.

Наибольшее распространение имеют гидравлические методы, в которых рассматривается установившийся фильтрационный поток в условиях плоской задачи. Гидравлические решения позволяют определить положение депрессионной кривой, подсчитать фильтрационный расход и средние значения градиентов и скоростей фильтрационного потока, который и будем рассматривать ниже.

В соответствии с общим гидравлическим методом расчета фильтрации, разработанным Н. Н. Павловским [14], поперечный профиль рассматриваемой плотины разбивают на несколько фрагментов и составляют уравнения фильтрационного расхода. Далее решают систему уравнений с несколькими неизвестными, определяя параметры фильтрационного потока (фильтрационный расход, координаты депрессионной кривой, ординату высачивания).

При проектировании плотин III и IV классов выполняются следующие основные расчеты:

- фильтрационные;
- фильтрационной прочности;
- обратных фильтров, дренажей и переходных слоев;
- устойчивости откосов, экрана и защитного слоя;
- осадок тела плотины и основания.

Согласно СНиП 2.06-05–84 расчеты необходимо производить для всех характерных сечений плотины.

## 2.2. Фильтрационные расчеты однородных плотин на водонепроницаемом основании

В соответствии с методом Н. Н. Павловского поперечный профиль плотины делят на три характерные части (рис. 2.16): верхний клин, ограниченный верховым откосом и вертикально проведенной линией через урез верхнего бьефа (сечение 1-1); среднюю часть между вертикальными сечениями 1-1 и 2-2 (последнее проходит через точку выхода депрессионной кривой на низовой откос) и низовой клин, ограниченный сечением 2-2 и низовым откосом.

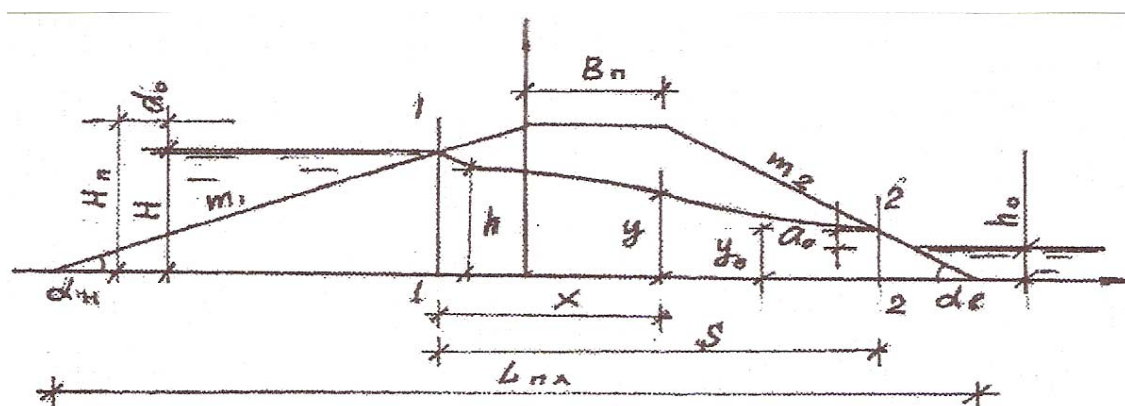


Рис. 2.16. Расчетная схема для определения общего фильтрационного расхода через тело земляной плотины

Расчетные схемы разработаны для плотин, расположенных на водонепроницаемом основании. **Водонепроницаемым** принято считать такое основание, коэффициент фильтрации которого по сравнению с коэффициентом фильтрации плотины очень мал, что может быть приравненным к нулю.

### 2.2.1. Плотина без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчет однородной плотины на водонепроницаемом основании, по Н. Н. Павловскому, включает решение следующих четырех уравнений с четырьмя неизвестными, позволяющих определить удельный фильтрационный расход  $q$  через тело плотины, глубину фильтрационного потока  $h$  в створе бровки верхнего откоса, превышение точки выхода кривой депрессии  $a_0$  на низовой откос над уровнем воды в нижнем бьефе и проекцию кривой депрессии в средней части плотины на ось абсцисс  $S$  (при наличии воды в нижнем бьефе) [14]:

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (H - h)/m_1 \cdot 2,3 \lg (H_{\pi}/(H_{\pi} - h)), \quad (2.12)$$

$$q_{\pi}/k_{\pi} = [h^2 - (a_0 + h_0)^2] / 2S, \quad (2.13)$$

$$q_{\pi}/k_{\pi} = a_0/m_1 (1 + 2,3 \lg (a_0 + h_0) / a_0), \quad (2.14)$$

$$S = b_{\pi} + m_1 (H_{\pi} - a_0 - h_0), \quad (2.15)$$

где  $k_{\pi}$  – коэффициент фильтрации грунта плотины, а остальные обозначения принимаются согласно схеме на рис. 2.16.

Кривую депрессии в средней части плотины строим по уравнению (2.13), записанному в общем виде с заменой  $S$  на  $X$  и  $(a_0 + h_0)$  на  $y$ :

$$y^2 = h^2 - 2q_{\pi} / k_{\pi} \cdot x. \quad (2.16)$$

Оси координат располагаем в этом случае таким образом, чтобы ордината проходила через бровку верхового откоса, а ось абсцисс – по подошве плотины.

При отсутствии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения имеют вид [4]

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (H_{\pi} - d_0 - h_0) / m_1 \cdot 2,3 \lg [H_{\pi} / (H_{\pi} - h)], \quad (2.17)$$

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (h^2 - a_0^2) / 2S, \quad (2.18)$$

$$q_{\pi}/k_{\pi} = a_0 / m_2, \quad (2.19)$$

$$S = b_{\pi} + m_2 (H_{\pi} - a_0). \quad (2.20)$$

Приравнивая правые части уравнений (2.18) и (2.19), находим

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 S}{m_2} + a_0^2}.$$

Подставив выражение для  $S$  из уравнения (2.20), получим

$$h = \sqrt{(2a_0 / m_2)[b_{\pi} + m_2 (H_{\pi} - a_0)] + a_0^2}. \quad (2.21)$$

Обозначив правую часть уравнения (2.21) через  $\Delta$ , запишем  $h = \Delta$ . Тогда уравнение (2.21) примет вид

$$q_{\pi}/k_{\pi} = ((H_{\pi} - d_0 - \Delta) / m_1) \cdot 2,3 \lg [H_{\pi} / (H_{\pi} - \Delta)]. \quad (2.22)$$

Введем сокращенное обозначение:

$$2,3 \lg [H_{\pi} / (H_{\pi} - \Delta)] = E, \quad (2.23)$$

тогда

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (H_{\pi} - d_0 - \Delta)/m_1 \cdot E.$$

Подставляя в левую часть формулы выражение из (2.19), находим

$$a_0/m_2 = (H_{\pi} - d_0 - \Delta) E/m_1 \quad (2.24)$$

или

$$(m_1/m_2) a_0 = (H_{\pi} - d_0 - \Delta) E. \quad (2.25)$$

Обозначим левую часть

$$(m_1/m_2) a_0 = F_1(a_0), \quad (2.26)$$

а правую часть

$$(H_{\Pi} - d_0 - D) E = F_2(a_0). \quad (2.27)$$

Задавая значения  $a_0$ , решаем уравнения, добиваясь равенства:

$$F_1(a_0) = F_2(a_0).$$

Расчеты лучше проводить в табличной форме для различных значений  $a_0$ .

По полученным данным  $F_1(a_0)$  и  $F_2(a_0)$  в зависимости от  $a_0$  строим график, соблюдая один и тот же масштаб по оси абсцисс и оси ординат. Из начала координат проводим линию по точкам  $F_1(a_0)$  и кривую по точкам  $F_2(a_0)$  (рис. 2.17). Из точки пересечения прямой и кривой опускаем вертикаль на ось абсцисс и находим искомую величину  $a_0$  (с учетом принятого масштаба). Расчет фильтрации рассмотрим на конкретном примере.

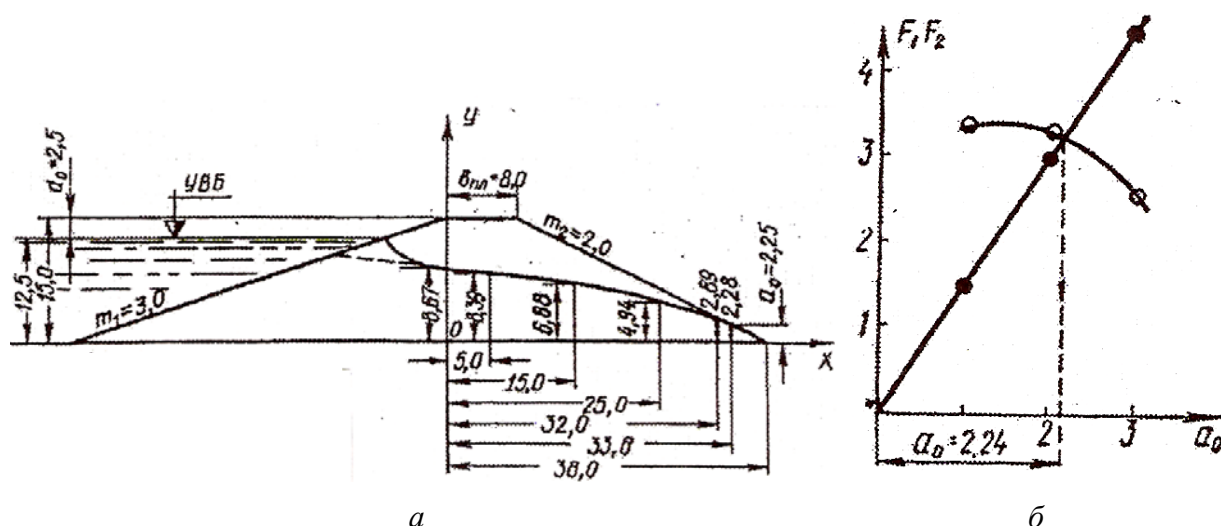


Рис. 2.17. Расчетная схема фильтрации через однородную плотину без дренажа на водонепроницаемом основании и при отсутствии воды в нижнем бьефе (а) и график для определения  $a_0$  (б)

**Пример 1.** Необходимо построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход тела плотины при  $H_{\Pi} = 15,0$  м;  $b_{\Pi} = 8,0$  м;  $m_1 = 3,0$ ;  $m_2 = 2,0$ ;  $d_0 = 2,5$  м;  $k_{\Pi} = 0,0055$  м/сут.

**Решение.** Для определения координат депрессионной кривой, ее проекции на горизонтальную ось  $S$  и удельного расхода  $q_{\Pi}$  предварительно находим превышение точки выхода кривой депрессии  $a_0$  на низовой откос. Для сокращения вычислений принимаем графическое построение для определения  $a_0$ , используя формулы (2.26) и (2.27). Расчеты представляем в виде таблицы:

$a_0$	$F_1 = (m_1/m_2) a_0$	$S$	$Д$	$E$	$F_2 = (H_{\Pi} - d_0 - Д) E$
1	1,5	36,0	6,08	0,519	3,32
2	3,0	34,0	8,49	0,893	3,56
3	4,5	32,0	10,25	1,032	2,32
2,24	3,36	33,58	8,98	0,820	3,36

На основании этой таблицы строим график (см. рис. 2.17, б) в зависимости  $F_1$  и  $F_2$  от  $a_0$ .

Определив по графику  $a_0 = 2,24$  м, находим  $q_{\Pi}$ ,  $S$ ,  $h$ .

2. Вычисляем удельный фильтрационный расход через плотину из формулы (2.19):

$$q_{\Pi} = k_{\Pi} a_0 / m_2 = 0,0055 \cdot 2,24 / 2 = 0,00623 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м плотины.}$$

Проекцию депрессионной кривой рассчитываем по формуле

$$S = b_{\Pi} + m_2 (H_{\Pi} - a_0) = 8 + 2 \cdot 15 - 2 \cdot 2,24 = 33,58 \text{ м.}$$

3. Определяем координаты депрессионной кривой по уравнению (2.16):

$$y^2 = h^2 - 2 \cdot q_{\Pi} / k_{\Pi} \cdot x,$$

$$\text{где } h = \sqrt{\frac{2a_0 S}{m_2} + a_0^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2,24 \cdot 33,58}{2} + 2,24^2} = 8,95 \text{ м.}$$

Задаваясь значениями  $x$  от 0 до  $S$ , находим координаты. Расчеты представляем в виде таблицы:

Точки	$x$ , м	$(2q_{\Pi}/k_{\Pi}) x$	$y^2$	$y$ , м
1	0	0	80,0	8,95
2	5,0	11,5	68,5	8,28
3	15,0	34,6	45,4	6,74
4	25,0	57,6	22,4	4,72
5	32,0	73,5	6,5	2,55
6	33,58	75,0	5,0	2,24

На основании таблицы строим поперечный разрез плотины с нанесением депрессионной кривой (см. рис. 2.17, а).

4. Определяем скорость фильтрации при выходе фильтрационного потока на низовой откос по зависимости

$$V_{\text{вых}} = k_{\Pi} J_{\text{вых}}, \quad (2.28)$$

где  $J_{\text{вых}}$  – уклон кривой депрессии при выходе на низовой откос,

$$J_{\text{вых}} = (y_5 - y_6) / (x_6 - x_5) = (2,55 - 2,24) / (33,58 - 32) = 0,0195,$$

$$V_{\text{вых}} = 0,0055 \cdot 0,0195 = 0,00011 \text{ м/сут} = 0,00128 \text{ м/с.}$$

5. Проверяем устойчивость грунта на механическую суффозию в низовом откосе. Для этого определим скорость фильтрации в местах выхода фильтрационных вод и сравним ее с допустимой скоростью для заданного грунта. Суффозия будет отсутствовать при  $V_{\text{вых}} \leq V_{\text{суф}}$ , где  $V_{\text{суф}}$  – допустимая скорость для грунта плотины, м/с, вычисленная приближенно по формуле М. М. Гришина [10]:

$$V_{\text{суф}} = \sqrt{k_{\text{г}}/30}, \quad (2.29)$$

где  $k_{\text{г}}$  – коэффициент фильтрации грунта плотины, м/с;

$$V_{\text{суф}} = \sqrt{0,0055/30} = 0,0135 \text{ м/с}.$$

В данном случае  $0,00128 < 0,0135$ . Следовательно, устойчивость нижнего откоса обеспечивается.

### 2.2.2. Плотина без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе

При наличии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения будут иметь вид

$$q_{\text{п}}/k_{\text{п}} = (H_{\text{п}} - d_0 - h)/m_1 \cdot 2,3 \lg (H_{\text{п}}/(H_{\text{п}} - h)), \quad (2.30)$$

$$q_{\text{п}}/k_{\text{п}} = [h^2 - (a_0 + h_0)^2] / 2S, \quad (2.31)$$

$$q_{\text{п}}/k_{\text{п}} = a_0/m_2 [(1 + 2,3 \lg (a_0 + h_0)/a_0)], \quad (2.32)$$

$$S = b_{\text{п}} + m_2 [H_{\text{п}} - (a_0 + h_0)]. \quad (2.33)$$

Обозначим

$$1 + 2,3 \lg (a_0 + h_0)/a_0 = A, \quad (2.34)$$

тогда уравнение (2.32) примет вид

$$q_{\text{п}}/k_{\text{п}} = a_0 \cdot A/m_2. \quad (2.35)$$

Подставив его в левую часть уравнения (2.31), получим

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 \cdot A \cdot S}{m_2} + (a_0 + h_0)^2}. \quad (2.36)$$

Подставив выражение для  $S$  из (2.33), будем иметь

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 A}{m_2} \{b_{\text{п}} + m_2 [H_{\text{п}} - (a_0 + h_0)] + (a_0 + h_0)^2\}}. \quad (2.37)$$

Обозначив правую часть уравнения через  $D$ , получим  $h = D$ , тогда уравнение (2.31) примет вид

$$q_{\text{п}}/k_{\text{п}} = (H_{\text{п}} - d_0 - D)/m_1 \cdot 2,3 \lg [H_{\text{п}}/(H_{\text{п}} - D)].$$

Обозначим

$$2,3 \lg [H_{\pi}/(H_{\pi} - Д)] = E,$$

тогда

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (H_{\pi} - d_0 - Д) E/m_1.$$

Подставляя полученное выражение в формулу (2.32), найдем

$$(a_0/m_2) A = (H_{\pi} - d_0 - Д) E/m_1$$

или

$$(m_1/m_2) a_0 \cdot A = (H_{\pi} - d_0 - Д) \cdot E.$$

Обозначим левую часть

$$(m_1/m_2) a_0 \cdot A = F_1(a_0)$$

и правую часть

$$(H_{\pi} - d_0 - Д) E = F_2(a_0).$$

Строим график зависимости. Задаваясь значениями  $a_0$  в пересечениях двух кривых, найдем искомое значение  $a_0$ , по которому  $a_0 = 1,4$  м (рис. 2.18).

**П р и м е р 2.** Выполнить расчет фильтрации через однородную плотину на непроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе. Исходные данные см. пример 1,  $h_0 = 2,0$  м (рис. 2.18).

**Р е ш е н и е.** 1. Расчет приведем в виде таблицы:

$a_0$	$A = 1 + 2,3 \lg \times a_0 + h_0/a_0$	Д из уравнения (2.21)	$E = 2,3 \lg [H_{\pi}/(H_{\pi}-Д)]$	$F_1 = m_1/m_2 \cdot a_0 \cdot A$	$F_2 = (H_{\pi} - d_0 - Д) E$
1	2,09	8,41	0,82	3,14	3,35
2	1,69	10,72	1,25	3,07	2,23
1,4	1,88	—	—	—	—

2. Определяем удельный фильтрационный расход через плотину из формулы (2.35) при  $a_0 = 1,4$  м:

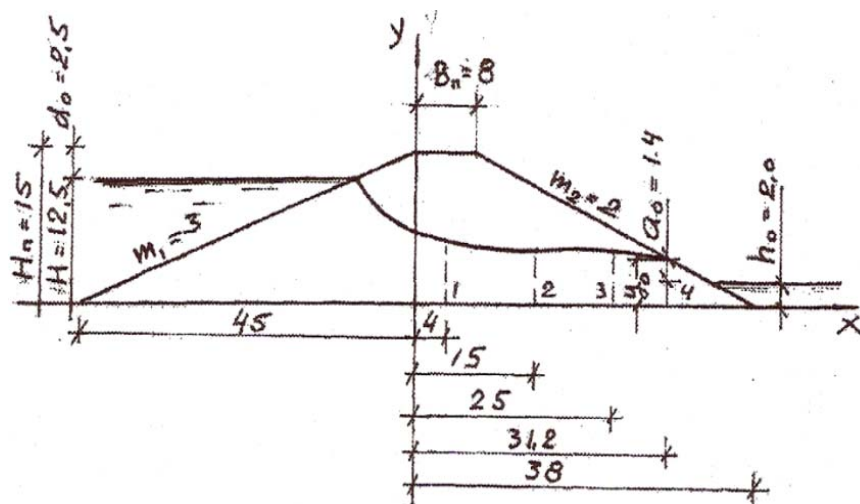
$$q_{\pi} = A \cdot a_0/m_2 \cdot k_{\pi} = 1,88 \cdot 1,4 / 2 \cdot 0,0055 = 0,0072 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

3. Задаемся значениями  $x$  от 0 до  $S$  и находим координаты депрессионной кривой по формуле

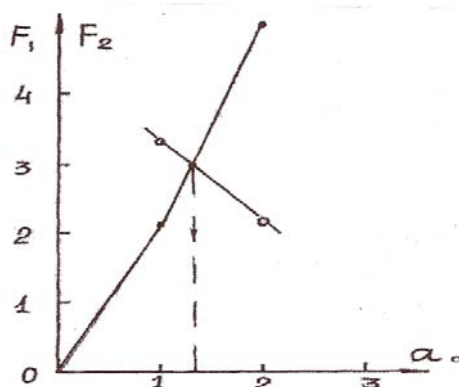
$$y^2 = h^2 - 2 \cdot q_{\pi} / k_{\pi} \cdot x,$$

но предварительно определяем  $h$  по формуле (2.37):

$$\begin{aligned}
 h &= \sqrt{\frac{2\dot{a}_0 A}{m_2} \{b_i + m_2[\dot{I}_i - (\dot{a}_0 + h_0)] + (\dot{a}_0 + h_0)^2\}} = \\
 &= \sqrt{\frac{2 \cdot 1,4 \cdot 1,88}{2} \{8 + 2[15 - (1,4 + 2)] + (1,4 + 2)^2\}} = \\
 &= \sqrt{2,63[(8 + 31,2) + 11,56]} = \sqrt{112,5} = \sqrt{10,6} = 3,26 \text{ м.}
 \end{aligned}$$



а



б

Рис. 2.18. Расчетная схема фильтрации через однородную плотину (а) на водонепроницаемом основании, без дренажа и при наличии воды в нижнем бьефе и график для определения  $a_0$  (б)

4. Расчеты представляем в виде таблицы:

Точка	$x$ , м	$h^2$ , м	$2 \cdot q_n / k_n \cdot x$	$y^2$	$y$ , м
1	4	112,4	10,5	101,9	10,1
2	15	112,4	39,3	73,1	8,5
3	25	112,4	65,5	46,9	6,84
4	31,2	112,4	81,7	30,7	5,5



Проверка:  $y_0 = a_0 + h_0 = 1,4 + 2 = 3,4 < 5,5$ .

Таким образом, расхождение составляет 2,1 м. Следовательно, необходимо в низовом отсеке применить дренаж или ядро в теле плотины.

### 2.2.3. Плотина с дренажом при наличии воды в нижнем бьефе

При наличии воды в нижнем бьефе (рис. 2.19) расчетные формулы имеют вид

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (H_{\pi} - d_0 - h)/m_1 \cdot 2,3 \lg [H_{\pi}/(H_{\pi} - h)], \quad (2.38)$$

$$q_{\pi}/k_{\pi} = (h^2 - h_0^2)/2S_{\pi}. \quad (2.39)$$

Пользуясь схемой, составляем третье уравнение:

$$S_{\pi} = b_{\pi} + (H_{\pi} - h_{\pi}) m_2 - h_{\pi} m_3. \quad (2.40)$$

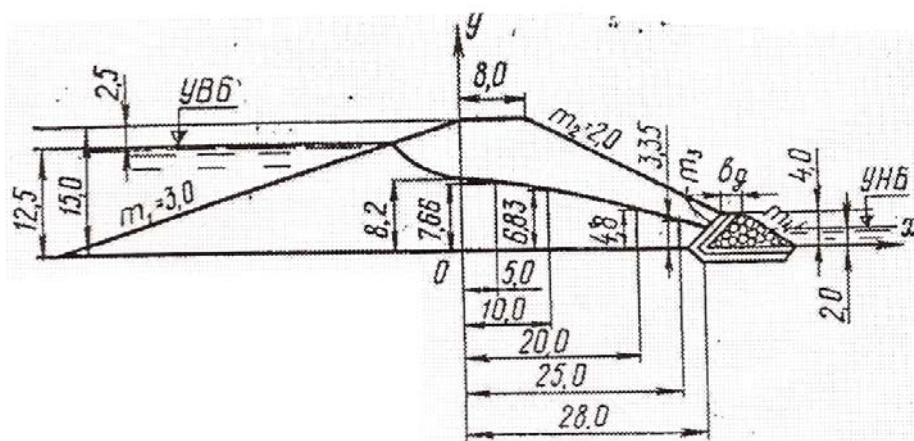


Рис. 2.19. Расчетная схема фильтрации через однородную земляную плотину с дренажом на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе

**Пример 3.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход однородной плотины с дренажом при наличии воды в нижнем бьефе: коэффициент фильтрации грунта тела плотины  $k_{\pi} = 0,0055$  м/сут;  $H_{\pi} = 15,0$  м;  $b_{\pi} = 8,0$  м;  $b_{\pi} = 2,0$  м;  $m_1 = 3,0$  м;  $m_2 = 2,0$ ;  $m_3 = 1,0$ ;  $m_4 = 1,5$ ;  $d_0 = 2,5$  м;  $h_0 = 2,0$  м.

**Решение.** Назначаем высоту дренажа  $h_{\pi}$ , заложение откосов  $m_3$  и  $m_4$ , ширину дренажной призмы  $b_{\pi}$ .

1. Определяем проекцию депрессионной кривой на ось  $x$  по формуле (2.40):

$$S = 8,0 + (15 - 4,0) 2,0 - 2,0 \cdot 1,0 = 28,0 \text{ м.}$$

2. Рассчитаем глубину фильтрационного потока  $h$  в раздельном сечении  $Oy$ . Для этого приравняем правые части уравнений (2.38) и (2.40) и найдем

$$h = \sqrt{\frac{2S_d}{m_1} (H_{\Pi} - d_0 - h) 2,31g \frac{H_{\Pi}}{H_{\Pi} - h} + h_0^2}.$$

Обозначив подкоренное выражение через  $F + h_0^2$ , получим  $h = \sqrt{F + h_0^2}$ .

Задавая значения  $h$  не менее трех раз, определяем соответствующие значения  $\sqrt{F + h_0^2}$ . При  $h = 10$  значение  $\sqrt{F + h_0^2} = 7,25$ ; при  $h = 8$ , соответственно,  $\sqrt{F + h_0^2} = 8,22$ ; при  $h = 6$   $\sqrt{F + h_0^2} = 8,12$ . По полученным данным строим график (рис. 2.20), соблюдая один и тот же масштаб по оси абсцисс и ординат. Из начала координат проводим линию под углом  $45^\circ$ , из точки пересечения ее с кривой опускаем вертикаль на ось абсцисс и находим  $h = 8,2$  м.

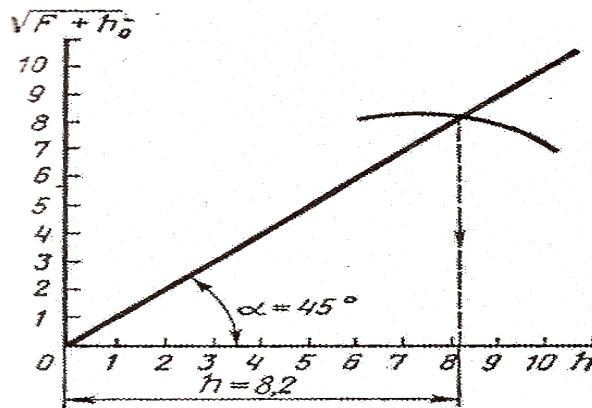


Рис. 2.20. График для определения  $h$

3. Определяем удельный фильтрационный расход по формуле (2.55):

$$q_{\Pi} = (h^2 - h_0^2) k_{\Pi} / 2S_g = (8,2^2 - 2,0^2) \cdot 0,0055 / 2 \cdot 28 = 0,00652 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м плотины}.$$

4. Вычисляем ординаты кривой депрессии по формуле

$$y^2 = h^2 - 2q_{\Pi} / k_{\Pi} \cdot x.$$

Расчет представляем в виде таблицы:

Точка	$x$ , м	$2q_{\Pi}/k_{\Pi} \cdot x$	$y^2$	$y$ , м
1	0	0	70,5	8,4
2	5	11,9	58,6	7,6
3	10	23,7	46,8	6,83
4	20	47,4	23,1	4,8
5	25	59,3	11,2	3,35
6	28	66,4	4,2	2,0

### 2.3. Фильтрационный расчет однородной плотины на водопроницаемом основании

Фильтрационный расчет земляной плотины на водопроницаемом основании конечной глубины без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе упрощенно можно выполнить по методу акад. Н. Н. Павловского [14].

Для однородной земляной плотины с коэффициентом фильтрации грунта плотины  $k_n$  на проницаемом основании и коэффициентом основания  $k_0$  производится определение общего удельного фильтрационного расхода  $q_{об}$  как суммы удельных расходов через тело плотины  $q_n$  и через основание  $q_0$ .

Расход  $q_n$  вычисляется в предположении, что плотина проницаемая, основание непроницаемое,  $q_0$  – непроницаемая плотина и проницаемое основание.

Выше (см. пример 1) получен удельный фильтрационный расход  $q_n = 0,00623 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

Удельный расход  $q_0$  через водопроницаемое основание плотины определяем по формуле (рис. 2.21)

$$q_0 = k_0 \cdot H \cdot T/n \cdot B_{o.n.}, \quad (2.41)$$

где  $n$  – поправочный коэффициент.

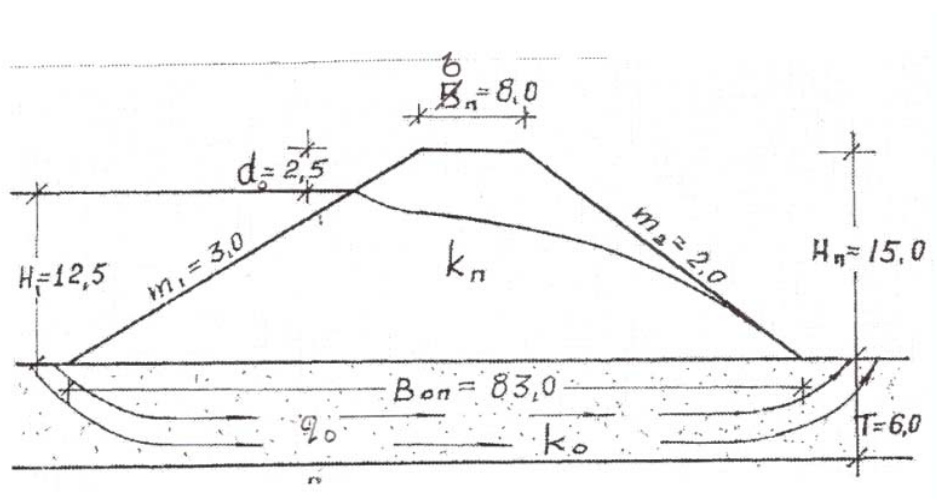


Рис. 2.21. Расчетная схема фильтрации через плотину на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе

В основании плотины залегает грунт на глубине  $T = 6,0 \text{ м}$ ,  $c = k_0 = 0,5 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

Уровень воды в водохранилище  $H = H_n - d_0 = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ м}$ , ширина плотины в основании  $B_{o.n.}$  составляет (рис. 2.21)

$$B_{o.n.} = H_n \cdot m_1 + b_n + H_n \cdot m_2 = 15 \cdot 3 + 8 + 15 \cdot 2 = 45 + 8 + 30 = 83 \text{ м}.$$

Поправочный коэффициент  $n$  определяется в зависимости от отношения  $B_{\text{п}}/T$ :

$B_{\text{п}}/T$	20	5	4	3	2	1
$n$	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

При  $B_{\text{п}}/T = 83 / 6$  значение  $n = 1,16$ .

Удельный расход в основании

$$q_0 = 0,5 \cdot 12,5 \cdot 6 / 1,16 \cdot 83 = 37,5 / 96,28 = 0,389 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

Общий удельный фильтрационный расчет через тело плотины и ее основание составляет

$$Q = q_{\text{п}} + q_0 = 0,00623 + 0,389 = 0,395 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м плотины.}$$

## 2.4. Фильтрационные расчеты земляных плотин с противофильтрационными элементами

### 2.4.1. Плотина с ядром на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе

Наличие ядра в теле земляной плотины из маловодонепроницаемого грунта с коэффициентом фильтрации  $k_{\text{я}} < 0,1 \text{ м/сут}$  вызывает значительные потери напора на его преодоление фильтрационным потоком, что приводит к уменьшению фильтрационного расхода и понижению кривой депрессии.

Коэффициент фильтрации грунта ядра  $k_{\text{я}}$  обычно принимается меньше коэффициента фильтрации тела плотины  $k_{\text{п}}$ , поэтому в пределах ядра наблюдаются значительные потери напора (рис. 2.22).

Для упрощения расчета фильтрации через земляную плотину с ядром акад. Н. Н. Павловский предложил так называемый «виртуальный» (возможный) способ [14]. Он заключается в том, что плотина с ядром с коэффициентом фильтрации  $k_{\text{я}}$  (рис. 2.22, а) приводится к однородной плотине без ядра с коэффициентом фильтрации  $k_{\text{п}}$  (эквивалентной по фильтрационным свойствам) (рис. 2.22, б).

Порядок расчета следующий: 1. Находим среднюю толщину ядра  $\delta_{\text{ср}} = \delta_{\text{в}} - \delta_{\text{н}} / 2$ , согласно СНиП 2.06.05–84 принимаем толщину ядра поверху  $\delta_{\text{в}} = 1,0\text{--}1,6 \text{ м}$ ; толщину ядра понизу  $\delta_{\text{н}} \geq 0,1 \text{ м}$ , но не менее  $3,0 \text{ м}$ .

2. Определяем приведенную (виртуальную) толщину ядра по уравнению

$$\delta_{\text{пр}} = \delta_{\text{ср}} \cdot k_{\text{п}} / k_{\text{я}}, \quad (2.42)$$

где  $\delta_{\text{ср}}$  – средняя толщина ядра, м;  $k_{\text{п}}$  – коэффициент фильтрации грунта тела плотины, м/сут;  $k_{\text{я}}$  – коэффициент фильтрации грунта ядра, м/сут.

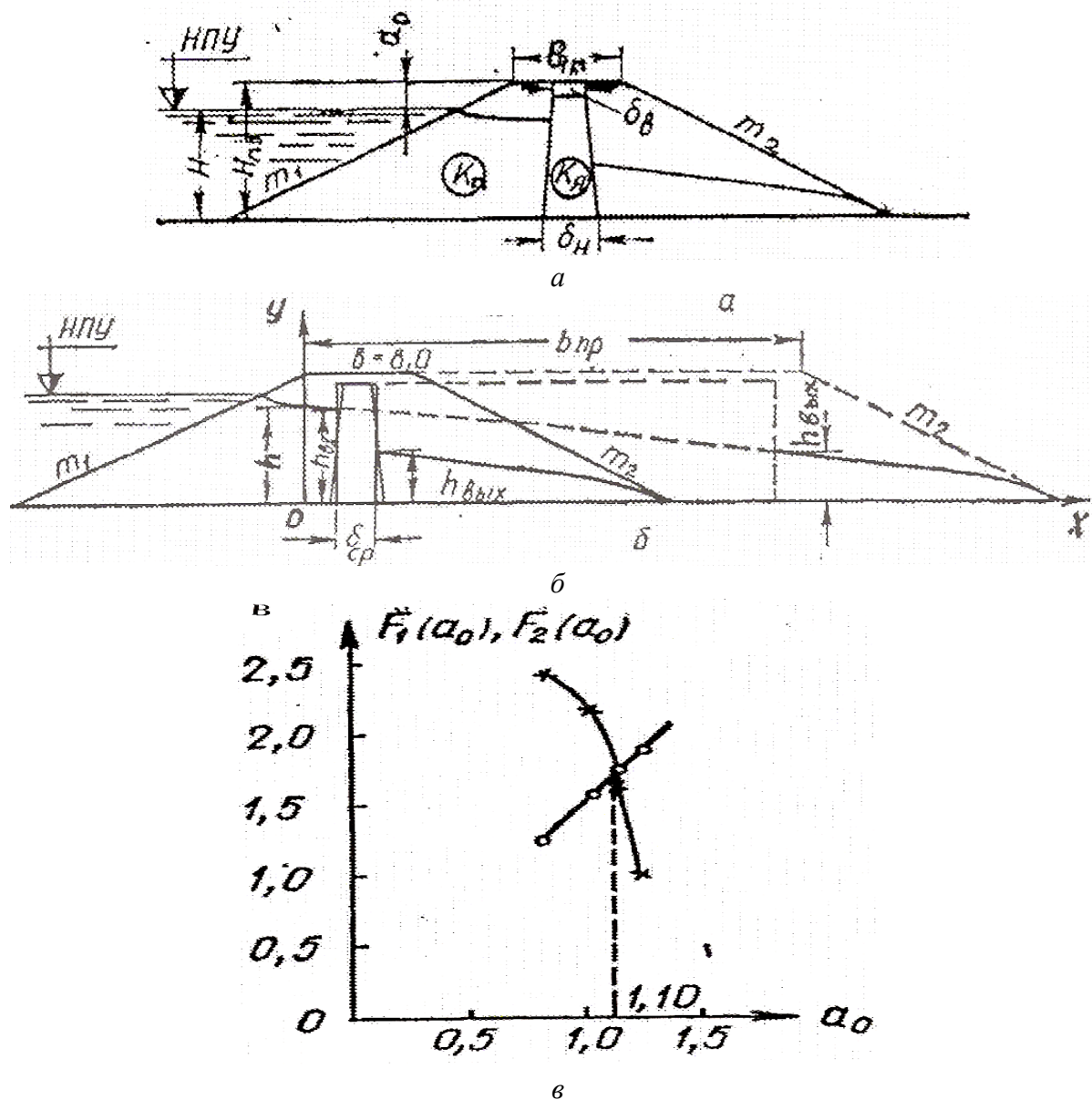


Рис. 2.22. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с ядром на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе: а – плотина с ядром; б – однородная (приведенная) плотина; в – график для определения  $a_0$

3. Находим приведенную (виртуальную) ширину гребня плотины по уравнению

$$b_{\text{пр}} = b_{\text{п}} + \delta_{\text{ср}} (k_{\text{п}}/k_{\text{я}} - 1), \quad (2.43)$$

где  $b_{\text{п}}$  – ширина гребня плотины.

4. Вычислив приведенную толщину ядра  $\delta_{пр}$  и приведенную ширину гребня плотины  $b_{пр}$ , получим сечение однородной, т. е. приведенной, плотины (рис. 2.22, б).

Расчет фильтрации через однородную (приведенную) плотину аналогичен расчету фильтрации через однородную земляную плотину, изложенному в п. 3.2.1, но с заменой  $S$  на  $S_{пр}$ .

Ядро желательно располагать ближе к напорному откосу, чтобы всегда со стороны откоса и гребня плотины оставался защитный слой толщиной не менее глубины промерзания.

**Пример 4.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход для плотины с ядром на водонепроницаемом основании без дренажа и отсутствия воды в нижнем бьефе (рис. 2.22, а), используя следующие данные:  $H = 12,5$  м,  $d_0 = 2,5$  м,  $H_{п} = 15$  м,  $b = 8$  м,  $m_1 = 3$ ,  $m_2 = 2$ ,  $k_{п} = 1,5$  м/сут,  $k_{я} = 0,05$  м/сут. Толщина ядра поверху  $\delta_{в} = 2,6$  м, внизу  $\delta_{н} = 4,0$ .

**Решение.** 1. Определяем среднюю и приведенную толщину ядра:

$$\delta_{ср} = \delta_{в} + \delta_{н}/2 = 1,6 + 4,0/2 = 2,8 \text{ м},$$

$$\delta_{пр} = \delta_{ср} \cdot k_{п}/k_{я} = 2,8 \cdot 1,5/0,05 = 84,0 \text{ м}.$$

Рассчитываем приведенную ширину гребня плотины

$$b_{пр} = b_{п} + \delta_{ср} (k_{п}/k_{я} - 1) = 8 + 2,8 (1,5/0,05 - 1) = 89,2 \text{ м}.$$

2. Поперечный профиль этой приведенной плотины строим, зная и сохраняя без изменения величины  $H_{п}$ ,  $d_0$ ,  $m_1$  и  $m_2$  (рис. 2.22, б).

3. Расчетные уравнения акад. Н. Н. Павловского для этого случая следующие [15]:

$$q_{п} / k = (H_{п} - d_0 - h) / m_1 \cdot 2,3 \lg H_{п} / (H_{п} - h), \quad (2.44)$$

$$q_{п} / k_{п} = (h^2 - a_0^2) / 2S_{пр}, \quad (2.45)$$

$$q_{п} / k_{п} = a_0 / m_2, \quad (2.46)$$

$$S_{пр} = b_{пр} + m_2 (H_{п} - a_0). \quad (2.47)$$

В этих уравнениях 4 неизвестных:  $a_0$ ,  $h$ ,  $S_{пр}$  и  $q_{п}$ .

Для упрощения решения системы четырех уравнений введем сокращенные обозначения:

$$2,3 \lg H_{п} / (H_{п} - h) = E.$$

Тогда уравнение (2.44) примет вид

$$q_{п} / k_{п} = (H_{п} - d_0 - h) E / m_1.$$

Глубину фильтрационного потока  $h$  в раздельном сечении  $Oy$  определяем по формуле

$$h = \sqrt{\frac{(2\dot{a}_0 S_{\text{гд}})}{m_2} + \dot{a}_0^2}.$$

Обозначив правую часть уравнения через  $\Delta$ , получим  $h = \Delta$ .

Подставляя  $\Delta$  вместо  $h$  в уравнение (2.44) и приравнявая правые части уравнений (2.44) и (2.45), имеем

$$a_0 / m_2 = (H_{\text{п}} - d_0 - \Delta) / m_1 \text{ или } m_1 / m_2 \cdot a_0 = (H_{\text{п}} - d_0 - \Delta) E.$$

Обозначим  $m_1 / m_2 \cdot a_0 = F_1(a_0)$  и  $(H_{\text{п}} - d_0 - \Delta) E = F_2(a_0)$ .

Задаваясь значениями  $a_0$ , решаем уравнение, добиваясь равенства

$$F_1(a_0) = F_2(a_0).$$

Расчет представляем в виде таблицы:

$a_0$	$F_1 = (m_1 / m_2) a_0$	$S_{\text{пр}}$	$\Delta$	$E$	$F_2 = (H_{\text{п}} - d_0 - \Delta) E$
0,8	1,2	117,6	9,73	1,04	2,28
1,0	1,5	117,2	10,88	1,29	2,08
1,1	1,65	117,0	11,40	1,42	1,56
1,2	1,80	116,8	11,80	1,64	0,95

На основании таблицы строим график (рис. 2.22, в). Из точки пересечения кривых опускаем нормаль на ось абсцисс и находим  $a_0$  искомое.

Таким образом, величина  $a_0 = 1,1$  м, при этом  $F_1(a_0) \approx F_2(a_0)$ .

Вычисляем неизвестные  $S_{\text{пр}}$ ,  $h$  и  $q_{\text{п}}$ :

$$S_{\text{пр}} = b_{\text{пр}} + m_2 \cdot (H_{\text{п}} - a_0) = 89,2 + 2 \cdot (15 - 1,1) = 117,0 \text{ м},$$

$$h = \sqrt{\frac{(2\dot{a}_0 S_{\text{гд}})}{m_2} + \dot{a}_0^2} = \sqrt{(2 \cdot 1,1 \cdot 117 / 2) + 112} = 11,4 \text{ м},$$

$$q_{\text{п}} = (k_{\text{п}} \cdot a_0) / m_2 = (1,5 \cdot 1,1) / 2 = 0,825 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м}.$$

4. Определяем координаты у депрессионной кривой  $y^2 = h^2 - 2 \cdot q_{\text{п}} x / k$ .

Задаваясь значениями  $x$  от 0 до  $S_{\text{пр}}$ , вычисляем  $y$ .

Расчеты представляем в виде таблицы:

Точка	$x$ , м	$2 q_{\text{п}} / k_{\text{п}} \cdot x$	$y^2$	$y$ , м
1	0	0	129,96	11,40
2	2,6	2,86	127,10	11,27
3	86,6	95,26	34,70	5,90
4	100,0	110,0	19,96	4,47
5	110,0	121,0	8,96	3,0
6	$S_{\text{пр}} = 117,0$	128,70	1,26	1,12

Правильность фильтрационного расчета подтверждается, если при  $x = S_{\text{пр}}$  значение  $y = a_0$ .

5. Определяем скорость фильтрации  $V_{\text{вых}}$ , м/с, при выходе фильтрационного потока на низовой откос по зависимости

$$V_{\text{вых}} = k_{\text{п}} \cdot J_{\text{вых}},$$

где  $J_{\text{вых}}$  – уклон кривой депрессии при выходе на низовой откос,

$$J_{\text{вых}} = \Delta y / \Delta x = (y_5 - y_6) / (x_6 - x_5) = (3 - 1,12) / (117 - 110) = 1,88 / 7 = 0,268,$$

$$V_{\text{вых}} = 1,5 \cdot 0,268 = 0,402 \text{ м/сут.}$$

6. Проверяем прочность низового откоса грунта на механическую суффозию.

Допустимая скорость суффозии

$$V_{\text{суф}} = \sqrt{\frac{k_{\text{г}}}{30}} = \sqrt{1,5/30} = 0,224 \text{ м/сут.}$$

Так как  $V_{\text{вых}} = 0,402 > V_{\text{суф}} = 0,224$ , необходимо в низовом откосе за-проектировать дренаж.

#### **2.4.2. Плотина с ядром и дренажом на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе**

Расчетные уравнения акад. Н. Н. Павловского для рассматриваемого случая имеют вид

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (H_{\text{п}} - d_0 - h) / m_1 \cdot 2,31 \lg H_{\text{п}} / (H_{\text{п}} - h), \quad (2.48)$$

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (h^2 - h_0^2) / 2S_{\text{пр}}, \quad (2.49)$$

$$S_{\text{пр}} = b_{\text{пр}} + m_2 (H_{\text{п}} - h_d) - h_d \cdot m_3. \quad (2.50)$$

Порядок расчета следующий:

1. Определяем среднюю толщину ядра:

$$\delta_{\text{ср}} = (\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}) / 2.$$

Находим приведенную ширину гребня плотины:

$$b_{\text{пр}} = b_{\text{п}} + \delta_{\text{ср}} (k_{\text{п}} / k_{\text{я}} - 1).$$

Вычисляем  $S_{\text{пр}}$  по уравнению (2.50).

2. Определяем глубину фильтрационного потока в раздельном сечении Оу по формуле

$$h = \sqrt{\frac{2S_{\text{пр}}}{m_1}} (H_{\text{п}} - d_0 - h) \cdot 2,31 \lg \frac{H_{\text{п}}}{H_{\text{п}} - h}.$$



Подкоренное выражение заменяем сокращенным обозначением через  $F + h_0$  и получаем  $h = \sqrt{F + h_0}$ .

Задаваясь различными значениями  $h$  не менее трех раз, вычисляем  $\sqrt{F + h_0}$ .

Строим график, соблюдая одинаковые масштабы по оси абсцисс и ординат (см. рис. 2.20), и находим величину  $h$ .

3. Рассчитываем удельный фильтрационный расход по формуле (2.49).

4. Вычисляем ординаты кривой депрессии по уравнению

$$y^2 = h^2 - (2q_{\text{п}} / k_{\text{п}}) x. \quad (2.51)$$

Расчет представляем в виде таблицы (аналогично таблице в примере 3).

Согласно приведенному выше порядку расчета определяем  $q_{\text{п}}$ ,  $S_{\text{пр}}$ ,  $h$  и  $y$  (аналогично примеру 4).

### 2.4.3. Плотина с ядром и дренажом на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе

Для расчета плотины с ядром и дренажом на водопроницаемом основании конечной глубины  $T$  при  $k_0 = k_{\text{п}}$  М. З. Гузов предложил не учитывать влияние на фильтрационный поток части плотины до ядра, которое весьма незначительно, и рассматривать плотину как состоящую из двух перемычек (рис. 2.23), ядра осредненной толщины и низовой части плотины.

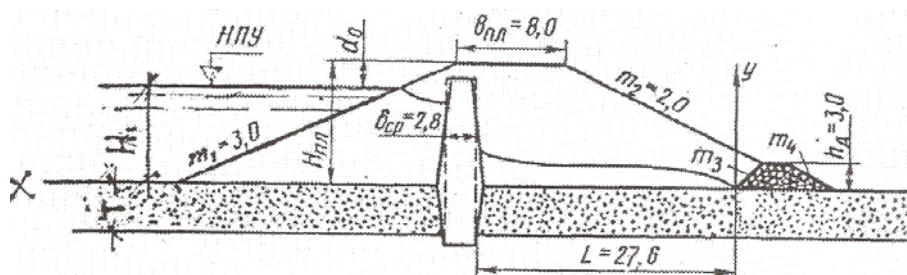


Рис. 2.23. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с ядром и дренажом на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе при  $h_0 = 0$

В этом случае расчет сводится к построению кривой депрессии за ядром и определению фильтрационного расхода.

Для вычисления глубины фильтрационного потока за ядром используют формулу

$$h = \sqrt{T^2 + (\dot{I}_1^2 + 2H_1T)/(1 + k_1/k_{\text{я}} \cdot \delta_{\text{я}}/L) - T}, \quad (2.52)$$

где  $H_1$  – расчетная глубина воды перед плотиной;  $T$  – глубина водопроницаемого слоя основания;  $\delta_{\text{я}}$  – толщина ядра;  $L$  – проекция депрессионной кривой на ось  $x$  (рис. 2.23).

Зная глубину  $h$ , удельный фильтрационный расход определяют по уравнению

$$q_{\pi} = k_{\pi} [(h + T)^2 - T^2] / 2L . \quad (2.53)$$

Кривую депрессии строят по формуле

$$y = h \sqrt{x/L} . \quad (2.54)$$

Начало координат принимается на подошве внутреннего откоса дренажной призмы (см. рис. 2.23).

**П р и м е р 5.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход для плотины на водопроницаемом основании с ядром и дренажом при отсутствии воды в нижнем бьефе (рис. 2.23) при следующих данных:  $H_{\pi} = 15,0$  м;  $H_1 = 12,5$  м;  $d_0 = 2,5$  м;  $b_{\pi} = 8,0$  м;  $m_1 = 3,0$ ;  $m_2 = 2,0$ ;  $m_3 = 1,0$ ;  $m_4 = 1,5$ ;  $k_{\pi} = 1,5$  м/сут;  $k_{\text{я}} = 0,005$  м/сут. Глубина водопроницаемого слоя основания  $T = 6,0$  м; высота дренажа  $h_{\text{д}} = 3,0$  м;  $k_0 = 0,5$  м/сут.

**Р е ш е н и е.** 1. По рис. 2.23 определяем расстояние от низовой грани осредненного ядра до подошвы внутреннего откоса дренажа (проекция депрессионной кривой):  $\delta_{\text{ср}} = 2,8$  (см. пример 4),

$$L = b_{\pi} + (H_{\pi} - h_{\text{д}}) m_2 - 0,5 \cdot \delta_{\text{ср}} - h_{\text{д}} \cdot m_3 = 8,0 + (15,0 - 3,0 \cdot 2) - 1,4 - 3,0 = 27,6 \text{ м.}$$

2. Ординату кривой депрессии за ядром определяем по уравнению (2.52):

$$h = \sqrt{T^2 + (I_1^2 + 2H_1T)/(1 + k_1/k_{\text{я}} \cdot \delta_{\text{ср}}/L) - T} ,$$

$$h = \sqrt{6,02^2 + (12,52^2 + 2 \cdot 12,5 \cdot 6,0)/(1 + 1,5/0,005 \cdot 2,8/27,6) - 6,0} = 0,8 \text{ м.}$$

3. Кривую депрессии строим по уравнению  $y = h \sqrt{x/L}$ .

Начало координат принимаем на подошве внутреннего откоса дренажа (см. рис. 2.23).

Для определения ординаты депрессионной кривой задаемся разными значениями  $x$  в пределах  $L$ :

$x$	1	5	10	15	20	27,6
$y$	0,157	0,34	0,43	0,59	0,68	0,8

На основании таблицы строим депрессионную кривую.

4. Определяем удельный фильтрационный расход тела плотины по уравнению (2.53):

$$q_{\pi} = 1,5 \cdot [(0,8 + 6,0)^2 - 6^2] / 2 \cdot 27,6 = 0,27 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м.}$$

5. Удельный фильтрационный расход через основание плотины вычисляем по формуле (2.41):

$$q_0 = k_0 H_1 T / n \cdot B_{\text{пл}} = 0,5 \cdot 12,5 \cdot 6,0 / 1,16 \cdot (15,0 \cdot 3 + 8,0 + 15,0 \cdot 2) = 0,389 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м.}$$

Суммарный фильтрационный расход через плотину и основание:

$$Q = 0,27 + 0,389 = 0,659 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

#### **2.4.4. Плотина с экраном и без дренажа на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе**

Экран выполняют из пластичных грунтов, имеющих коэффициент  $k_э$ , который в десятки и даже сотни раз меньше коэффициента фильтрации тела плотины  $k_{\text{п}}$ , что приводит к значительным потерям напора на его преодоление и, следовательно, к резкому снижению положения кривой депрессии в теле плотины.

Раздельное сечение (рис. 2.24) и ось ординат в этом сечении проводят через точку пересечения кривой депрессии с нижней гранью экрана (в средней части экрана).

Расчет ведут по трем формулам [11, 16]:

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (H_1^2 - h_0 - Z^2) / (2 \delta_{\text{ср}} n \sin \theta), \quad (2.55)$$

$$h = L / m_2 - \sqrt{(L^2 / m) - h_{\text{а}}^2}, \quad (2.56)$$

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (h_{\text{е}}^2 - h_1^2) / 2(L - m_2 h_1), \quad (2.57)$$

где  $n$  – отношение коэффициента фильтрации тела плотины к коэффициенту фильтрации грунта экрана,  $n = k_{\text{п}} / k_{\text{э}}$ ;  $Z$  – проекция средней толщины экрана на вертикаль,  $Z = \delta_{\text{ср}} \cdot \cos \theta$ ;  $\delta_{\text{ср}}$  – средняя толщина экрана,  $\delta_{\text{ср}} = 0,5 (\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{п}})$ ;  $\theta$  – угол наклона экрана к основанию плотины;  $h_{\text{е}}$  – глубина фильтрационного потока непосредственно за экраном.

Эти уравнения проще решать подбором, задаваясь значениями  $h_{\text{е}}$  и получая на чертеже  $L$ , а затем добиваясь равенства  $q_{\text{п}} / k_{\text{п}}$  в уравнениях (2.52) и (2.53). Порядок решения показан в примере 6.

#### **2.4.5. Плотина с экраном и без дренажа на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе**

При наличии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения для плотин с экраном имеют вид

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (H_1^2 - h_{\text{е}}^2 - Z^2) / (2 \delta_{\text{ср}} n \cdot \sin \theta), \quad (2.58)$$

$$h_1 - h_0 = L / m_2 - \sqrt{L / m_2^2 - (h_{\text{г}} - h_0)^2}, \quad (2.59)$$

$$q_{\text{п}} / k_{\text{п}} = (h_{\text{е}}^2 - h_1^2) / 2(L - m_2 h_1). \quad (2.60)$$

**Пример 6.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход для плотины с экраном без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе (рис. 2.24).

Дано:  $b_{\text{пл}} = 8,0$ ;  $m_1 = 3,0$ ;  $m_2 = 2,0$ ;  $H_1 = 12,5$  м;  $H_{\text{пл}} = 15,0$  м;  $t_{\text{защ}} = 2,0$  м;  $h_0 = 1,0$  м;  $d_0 = 2,5$  м;  $k_{\text{пл}} = 0,5$  м/сут;  $k_3 = 0,005$  м/сут; угол наклона экрана к основанию плотины  $\theta = 18^\circ 30' = 0,32$ ;  $\cos 18^\circ 30' = 0,95$ ; толщина экрана поверху  $\delta_{\text{в}} = 1,0$  м; понизу  $\delta_{\text{н}} = 2,0$  м.

Грунт тела плотины – супесь; класс плотины – III.

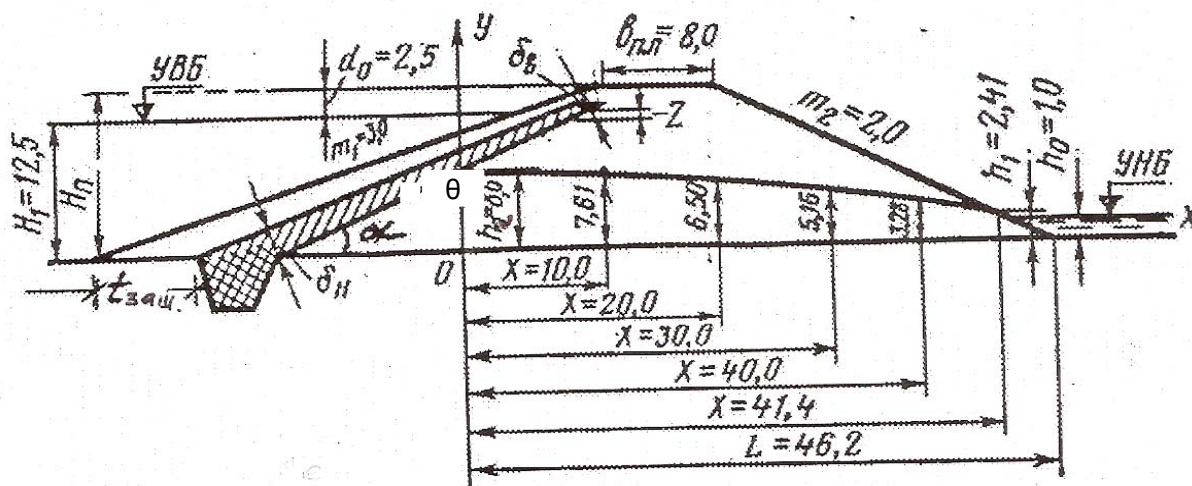


Рис. 2.24. Расчетная схема фильтрации через плотину с экраном и без дренажа на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе

**Решение. 1.** Определяем среднюю толщину экрана:

$$\delta_{\text{ср}} = 0,5 (\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}) = 0,5 (1,0 + 2,0) = 1,5 \text{ м.}$$

Находим проекцию толщины экрана на вертикаль:

$$Z = \delta_{\text{ср}} \cdot \cos \theta = 1,5 \cdot 0,95 = 1,42 \text{ м.}$$

Величина  $n = k_{\text{пл}} / k_3 = 0,5 / 0,005 = 100$ .

2. Задаемся не менее трех раз величиной ординаты кривой депрессии за экраном:  $h_e = 2, 4, 6, 8, 10$  м.

3. По заданной ординате кривой депрессии за экраном определяем расстояние от начала координат до подошвы низового откоса:

$$L = (H_{\text{пл}} - h_e) m_1 + b_{\text{пл}} + m_2 H_{\text{пл}} - (\delta_{\text{ср}} + t_{\text{защ}}) / \sin \theta. \quad (2.61)$$

4. Ординату кривой депрессии  $h_1$  в месте выхода на низовой откос рассчитываем по уравнению (2.59). Для этого обозначим уравнение (2.58) как  $q_{\text{пл}} / k_{\text{пл}} = F_1(h_e)$  и уравнение (2.60) как  $q_{\text{пл}} / k_{\text{пл}} = F_2(h_e)$  и вычислим их значение в зависимости от  $h_e$ .

Все расчеты представим в виде таблицы:

$h_e, \text{ м}$	$L, \text{ м}$	$h_1, \text{ м}$	$F_1 (h_e)$	$F_2 (h_e)$
10,0	42,0	3,0	0,57	1,26
8,0	48,0	2,0	0,94	0,68
6,0	54,0	1,4	0,24	0,33
4,0	60,0	1,2	0,45	0,126
2,0	66,0	1,0	0,57	0,022
8,6	46,0	2,4	0,82	0,80

На основании этой таблицы строим графики  $F_1 = q_{\pi}/k_{\pi}(h_3)$  и  $F_2 = q_{\pi}/k_{\pi}(h_e)$ . При  $h_e = 8,6 \text{ м}$   $F_2 (h_e) \cong F_1 (h_e)$ .

5. Рассчитаем фильтрационный расход по формуле (2.60):

$$q_{\pi} = 0,5 (8,6^2 - 2,4^2) / 2 (46,2 - 2 \cdot 2,4) = 0,395 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

6. Определяем ординаты кривой депрессии по уравнению

$$y^2 = h_e^2 - (2q_{\pi} / k_{\pi}) x. \quad (2.62)$$

Расчеты представим в виде таблицы:

$x, \text{ м}$	0	10,0	20,0	30,0	40,0	41,40
$2q_{\pi} / k_{\pi} \cdot x$	0	15,8	31,6	47,4	63,20	68,70
$y^2$	74	58,20	42,40	26,60	10,80	5,30
$y, \text{ м}$	8,6	7,64	6,50	5,16	3,28	2,41

Правильность фильтрационных расчетов подтверждается, если при  $x = L - m_2 h_1$   $y = h$ , т. е.  $x = 46,2 - 2 \cdot 2,4 = 41,4 \text{ м}$  и  $y = h = 2,41 \text{ м}$ .

7. Определяем скорость фильтрационного потока:

$$V_{\text{вых}} = k_{\pi} \cdot J_{\text{вых}},$$

где

$$J_{\text{вых}} = \Delta y / \Delta x = (y_5 - y_6) / (x_5 - x_6) = (3,28 - 2,41) / (41,4 - 40,0) = 0,62 < J_{\text{доп}} = 0,75,$$

$$V_{\text{вых}} = k_{\pi} \cdot J_{\text{вых}} = 0,5 \cdot 0,62 = 0,31 \text{ м/сут.}$$

#### 2.4.6. Плотина с экраном и дренажом на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчет дренированной плотины с экраном выполняют по формулам

$$q_{\pi} / k_{\pi} = (H_1^2 - h_e^2 - Z^2) / (2b_{\text{ср}} n \cdot \sin \theta), \quad (2.63)$$

$$q_{\pi} / k_{\pi} = h_e^2 / 2L_{\text{д}}, \quad (2.64)$$

где  $Z = \delta_{\text{ср}} \cdot \cos \theta$ ;  $n = k_{\pi} / k_{\text{э}}$ .

Горизонтальную проекцию кривой депрессии можно вычислить по формуле

$$L_d = m_1 (H_{\Pi} - h_e) + b_{\Pi} + m_2 (H_{\Pi} - h_d) - m_3 h_d + e - (\delta_{cp} + t_{заш}) / \sin \theta, \quad (2.65)$$

где  $e$  – величина захода депрессионной кривой в дренажную призму, принимается  $(0,05-0,06) H$  (рис. 2.25, б).

Расчет кривой депрессии производят по формуле

$$y^2 = (h_e^2 / L_d) x. \quad (2.66)$$

**Пример 7.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход для плотины с экраном и дренажом при отсутствии воды в нижнем бьефе (рис. 2.25).

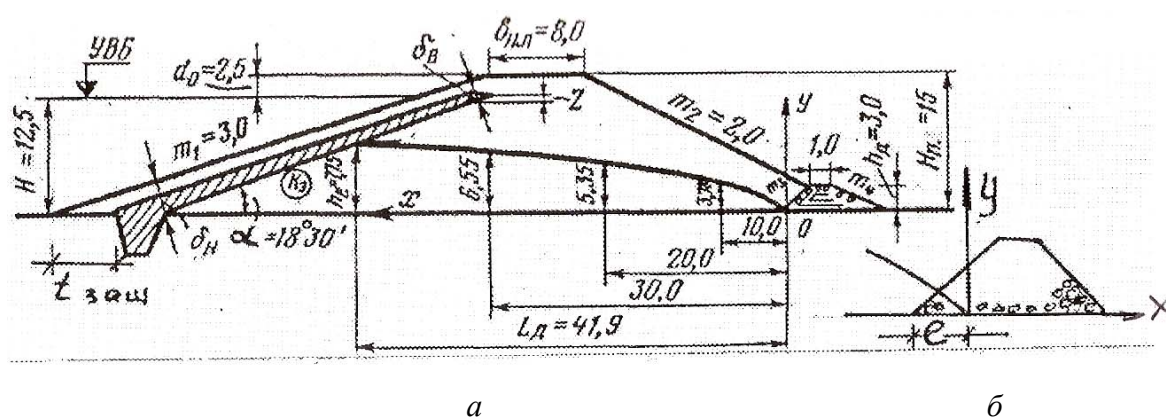


Рис. 2.25. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с экраном и дренажом (а) и фрагмент дренажной призмы с заходом депрессионной кривой (б)

Дано:  $b_{\Pi} = 8,0$  м;  $H_{\Pi} = 15,0$  м;  $H_1 = 12,5$  м;  $d_0 = 2,5$  м;  $m_1 = 3,0$ ;  $m_2 = 2,0$ ;  $h_d = 3,0$  м;  $b_d = 1,0$  м;  $m_3 = 1,0$ ;  $m_4 = 1,5$ ;  $k_3 = 0,005$  м/сут;  $\delta_b = 1,0$  м;  $\delta_n = 3,0$  м;  $t_{заш} = 1,0$  м. Угол наклона экрана к основанию плотины  $\theta = 18^\circ 30'$ ;  $\sin \theta = 0,32$ ;  $\cos \theta = 0,95$ .

**Решение.** 1. Определяем среднюю толщину экрана:

$$\delta_{cp} = 0,5 (\delta_b + \delta_n) = 0,5 (1,0 + 3,0) = 2,0 \text{ м},$$

$$Z = \delta_{cp} \cos \theta = 2,0 \cdot 0,95 = 1,9 \text{ м},$$

$$n = k_{\Pi} / k_3 = 0,5 / 0,005 = 100,$$

$$e = 0,05 \cdot 12,5 = 0,7 \text{ м}.$$

2. Находим горизонтальную проекцию депрессионной кривой на ось  $x$ .

Задаваясь не менее трех раз значениями  $h_e$ , вычисляем  $L_d$  по уравнению (2.65).

Обозначим уравнение (2.63) как  $q_{\pi} / k_{\pi} = F_1(h_e)$  и уравнение (2.64) как  $q_{\pi} / k_{\pi} = F_2(h_e)$ , вычисляем их значения. Расчеты представляем в виде таблицы:

$h_e$ , м	$L_d$ , м	$F_1(h_e)$	$F_2(h_e)$
10,0	34,15	1,46	0,41
6,0	47,15	0,38	0,915
3,0	56,15	0,08	1,12
7,75	41,90	0,74	0,74

По графикам  $F_1(h_e)$  и  $F_2(h_e)$  или подбором определяем значение  $h_e = 7,75$  м.

При найденном значении  $h_{e, \text{иск}}$  вычисляем соответствующие ему  $L_d$ ,  $F_1(h_e)$  и  $F_2(h_e)$ . При этом  $F_1(h_e)$  должно быть равно  $F_2(h_e)$ .

Определяем по уравнению (2.65) значение  $L_d$ :

$$L_d = 3,0 (15,0 - 7,75) + 8,0 + 2,0 (15,0 - 3,0) - 1,0 \cdot 3,0 \cdot (2,0 + 1,0) / 0,318 = 41,9 \text{ м};$$

$$F_1(h_e) = F_2(h_e) = 0,74,$$

т. е. равенство соблюдается.

3. Вычисляем по уравнению (2.64) удельный расход:

$$q_{\pi} = k_{\pi} h_{e, \text{иск}}^2 / 2L_d = 0,5 \cdot 7,75^2 / 2 \cdot 41,9 = 0,358 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

4. Рассчитываем ординаты кривой депрессии по формуле (2.66), которая при  $h_e = 7,75$  м и  $L_d = 41,9$  м примет вид  $y^2 = 1,43x$ . Расчет представляем в виде таблицы:

$x$ , м	0	10,0	20,0	30,0	41,90
$y^2 = 1,43x$	0	14,3	28,6	42,9	60,00
$y$ , м	0	3,78	5,35	6,55	7,75

Правильность фильтрационных расчетов подтверждается, если  $x = L_d = 41,9$  м;  $y = h_e = 7,75$  м.

#### 2.4.7. Плотина с экраном и дренажом на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе

Расчет дренированной плотины с экраном при  $h_0 > 0$  ведут по формулам:

$$q_{\pi} / k_{\pi} = (H_1^2 - h_e^2 - Z^2) / (2\delta_{cp}n \cdot \sin \theta), \quad (2.67)$$

$$q_{\pi} / k_{\pi} = (h_e^2 - h_0^2) / 2L_d, \quad (2.68)$$

$$y^2 = [(h_e - h_0)^2 x] / L_d, \quad (2.69)$$

$$L_d = m_1 (H_n - h_e) + b_n + m_2 (H_n - h_d) - a_1 m_3 + e - (\delta_{cp} + t_{заш}) / \sin \theta. \quad (2.70)$$

Порядок расчета следующий:

1. Определяем  $\delta_{cp} = 0,5 (\delta_b + \delta_n)$ ;  $Z = \delta_{cp} \cdot \cos \theta$ ;  $n = k_n / k_z$ . Задаемся не менее трех раз значениями  $h_e$  и вычисляем  $L_d$  по уравнению (2.70).

2. Обозначая уравнение (2.68) как  $q_n / k_n = F_1(h_e)$  и уравнение (2.67) как  $q_n / k_n = F_2(h_e)$ , вычисляем их значения. Расчет представляем в виде таблицы.

3. По табличным данным строим график, из точки пересечения кривых опускаем вертикаль на ось абсцисс и находим  $h_{e.иск}$  (см. выше).

4. Заносим  $h_{e.иск}$  в таблицу, вычисляем соответствующие ему значения  $L_d$ ,  $F_1(h_e)$  и  $F_2(h_e)$ , при этом  $F_1(h_e) = F_2(h_e)$ .

5. Находим ординаты кривых депрессий по уравнению (2.69). Расчеты представляем в виде таблицы.

Правильность фильтрационных расчетов подтверждается, если при  $x = L_d$   $y = h_e - h_0$ . По уравнению (2.68) вычисляем удельный расход.

## 2.5. Фильтрационный расчет земляной плотины с экраном и понуром на водопроницаемом основании

### 2.5.1. Плотины без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчетная схема фильтрации через плотину приведена на рис. 2.26.

Расчет плотины с экраном и понуром без дренажа ведут по уравнениям:

$$q_n / k_0 = T (H_1 - h_e) / n (L_n + L_1) = h_e / L (T + h_e / 2 \cdot k_n / k_0), \quad (2.71)$$

$$h_1 = L / m_2 - \sqrt{L^2 / m_2^2 - h_a^2}, \quad (2.72)$$

$$q_n / k_n = (h_e^2 - h_1^2) / 2(L - m_2 h_1), \quad (2.73)$$

$$y^2 = h_e^2 - 2(q_n / k_n) x, \quad (2.74)$$

где  $q_n$  – удельный фильтрационный расход плотины;  $T$  – глубина водопроницаемого слоя основания плотины;  $H_1$  – глубина воды в верхнем бьефе, м;  $h_e$  – ордината кривой депрессии за экраном, м;  $n$  – коэффициент, принимаемый от отношения  $(L_n + L_1 + L) / T$ ;  $L_n$  – длина понура, м;  $L_1$  – расстояние от начала координат до подошвы экрана;  $h_1$  – ордината кривой депрессии при выходе ее на низовой откос, м;  $L$  – расстояние от начала координат до подошвы низового откоса, м;  $m_2$  – коэффициент низового откоса плотины;  $x, y$  – переменные абсцисса и ордината, откладываемые от начала координат, м.



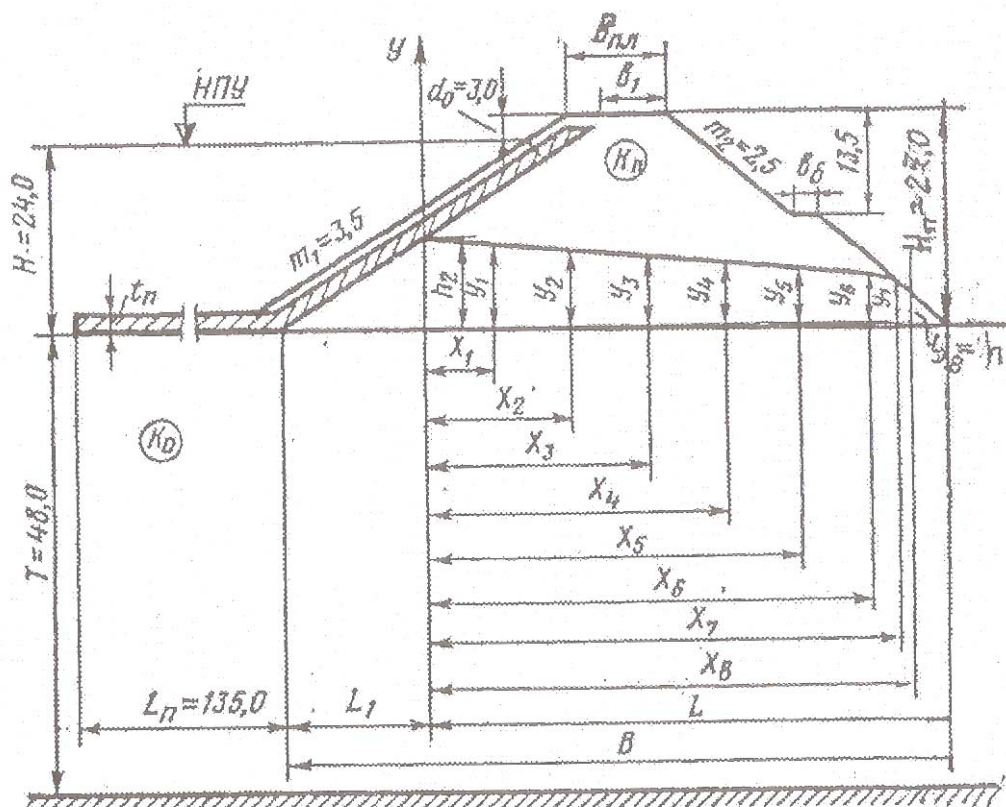


Рис. 2.26. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с экраном и понуром без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе

**Пример 8.** Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход плотины.

Дано:  $H_1 = 24,0$  м;  $d_0 = 3,0$  м;  $H_n = 27,0$  м; ширина по гребню плотины  $b_n = 20,0$  м;  $b_1 = 8,0$  м;  $T = 48,0$  м;  $L_n = 135,0$  м;  $m_1 = 3,5$ ;  $m_2 = 2,5$ ;  $k_n = 2,5$  м/сут;  $k_0 = 3,2$  м/сут.

**Решение.** 1. По уравнению (2.71) подбором определяем  $h_e$ , для этого обозначим левую часть уравнения как

$$T(H_1 - h_e) / n(L_n + L_1) = F_1(h_e),$$

правую часть уравнения как

$$h_e / L (T + h_e / 2 \cdot k_n / k_0) = F_2(h_e).$$

Находим

$$L_1 = m_1 h_e; L = m_1 (H_n - h_e) + b_1 + b_6 + m_2 H_n,$$

$$B = L_1 + L = b_1 + b_6 + H_n (m_1 + m_2).$$

Задаемся  $h_e = 9,5; 9,52; 9,53; 9,55$  м.

Вычисляем  $B = 8,0 + 3,0 + 27,0 (3,5 + 2,5) = 173,0$  м.

Отношение  $(L_n + L_1 + L) / T = (135,0 + 173,0) / 48 = 6,4$ .

В п. 3.3 значению 6,4 соответствует коэффициент  $n = 1,17$  (см. пояснения к формуле (2.41)).

При ординате кривой депрессии за экраном  $h_e = 9,50$  м имеем:

$$L_1 = 9,50 \cdot 3,5 = 33,25 \text{ м,}$$

$$L = B - L_1 = 173,0 - 33,25 = 139,75 \text{ м,}$$

$$F_1(h_e) = 48,0 / 1,17 \cdot (24 - 9,50) / (135,0 + 33,25) = 3,54,$$

$$F_2(h_e) = 9,5 / 139,75 \cdot (48,0 + 9,5 / 2 \cdot 2,5 / 3,2) = 3,52.$$

При ординате  $h_e = 9,55$  м получаем  $L_1 = 33,43$  м;  $L = 139,58$  м;  $F_1(h_e) = 3,58$ ;  $F_2(h_e) = 3,53$ .

При  $h_e = 9,53$  м имеем  $L_1 = 33,4$  м;  $L = 139,6$  м;  $F_1(h_e) = 3,53$ ;  $F_2(h_e) = 3,54$ .

При  $h_e = 9,52$  м  $L_1 = 33,3$ ;  $L = 139,7$  м;  $F_1(h_e) = 3,53$ ;  $F_2(h_e) = 3,53$ .

Следовательно, принимаем ординату  $h_e = 9,52$  м, при которой  $F_1(h_e) \approx F_2(h_e)$ .

2. Вычисляем ординату кривой депрессии при выходе фильтрационного потока на низовой откос плотины по формуле (2.72):

$$h_1 = L/m^2 - \sqrt{L^2/m_2^2 - h_a^2} = 139,68/2,5 = \sqrt{139,68^2/2,5^2 - 0,52^2} = 0,82.$$

3. Промежуточные ординаты кривой депрессии определяем по формуле (2.74).

Предварительно по формуле (2.73) находим отношение

$$\begin{aligned} q_{\pi} / k_{\pi} &= (h_e^2 - h_1^2) / 2(L - m_2 h_1) = \\ &= (9,52^2 - 0,82^2) / 2(139,68 - 2,5 \cdot 0,82) = 0,327. \end{aligned}$$

Тогда расчетное уравнение примет вид

$$y^2 = 9,52^2 - 0,327^2 \cdot x.$$

Задаемся значениями  $x$  от 0 до  $L - m_2 h_1 = 139,68 - 2,5 \cdot 0,8 = 137,63$ .

Вычисляем значения  $y$ . Расчет представляем в виде таблицы:

$x, \text{ м}$	0	10	25	50	80	110	125	136	137,7
$0,654x$	0	6,54	16,35	32,70	52,32	71,94	81,75	88,94	90,01
$y^2$	90,63	84,09	74,28	57,93	38,31	18,69	8,88	1,69	1,62
$y$	9,52	9,18	8,62	7,61	6,18	4,32	2,98	1,30	0,80

4. Определяем удельный фильтрационный расход через тело плотины и основание по формуле

$$q \approx 3,2 \cdot (9,52 / 139,68) (48,0 + 9,52 / 2 \cdot 2,5 / 3,2) = 11,28 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

5. Рассчитываем скорость фильтрационного потока при выходе на низовой откос:

$$V_{\text{вых}} = k_{\text{п}} \cdot J_{\text{max}} \leq V_{\text{доп.}}$$

Максимальный уклон

$$J_{\text{max}} = (y_8 - y_9) / (x_9 - x_8) = (1,30 - 0,80) / 1,63 = 0,31,$$

$$V_{\text{вых}} = 2,5 \cdot 0,31 = 0,77 \text{ м/сут.}$$

Допустимую скорость против суффозии определяем по формуле Зихардта – Гришина [10]:

$$V_{\text{доп}} = \sqrt{k_{\text{п}} / 15m} = \sqrt{2,5 / 86400 / 30} = 0,000\,058 \text{ м/с или } V_{\text{доп}} = 5,02 \text{ м/сут}$$

( $m$  – коэффициент запаса, равный 2,0–2,5). По данным расчета механической суффозии не будет, так как  $V_{\text{вых}} = 0,77 < V_{\text{доп}} = 5,02 \text{ м/сут.}$

### 2.5.2. Плотина без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе

Расчет плотины с экраном и понуром без дренажа ведут по уравнениям

$$\begin{aligned} q_{\text{п}} / k_0 &= T (H_1 + h_{\text{е}}) / n (L_{\text{п}} + L_1) = \\ &= (h_{\text{е}} - h_0) / L [(T + (h_{\text{е}} + h_0) / 2 \cdot k_{\text{п}} / k_0)], \end{aligned} \quad (2.75)$$

$$h_1 - h_0 = L / m_2 - \sqrt{L^2 / m_2^2 - (h_{\text{а}} - h_0)^2}, \quad (2.76)$$

где  $h_0$  – глубина воды в нижнем бьефе.

### 2.5.3. Плотина с дренажом при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчет плотины с экраном, понуром и дренажом ведут по уравнениям

$$q_{\text{п}} / k_0 = T [(H_1 - h_{\text{е}}) / n (L_0 + L_1)] = h_{\text{е}} / L (T + h_{\text{е}} / 2 \cdot k_{\text{п}} / k_0), \quad (2.77)$$

$$h_1 = \sqrt{(L^2 + h_{\text{е}}^2)} - L, \quad (2.78)$$

$$e = h_1 / 2, \quad (2.79)$$

$$y^2 = 2h_1 \cdot x, \quad (2.80)$$

где  $e$  – величина захода кривой депрессии в дренажах.

**Пример 9.** Построить кривую депрессии, определить удельный фильтрационный расход плотины. Размеры плотины такие же, как и в примере 8 (рис. 2.27). Высота дренажа  $h_{\text{д}} = (0,15–0,18) H_{\text{п}} = 4,0 \text{ м}$ ; коэффициент внутреннего откоса дренажа  $m_3 = 1,5$ .

**Решение.** 1. По уравнению (2.77) подбором определяем  $h_{\text{е}}$ . Задаемся  $h_{\text{е}} = 9,10; 9,00; 8,99 \text{ м}$ .

Обозначаем  $T/n [(H_1 - h_e) / (L_{\text{п}} + L_1)] = F_1(h_e)$ ,  $h_e / L [(T + h_e / 2 \cdot k_{\text{п}} / k_0)] = F_2(h_e)$ .

Вычисляем  $B = b_1 + b_6 + H_{\text{п}}(m_1 + m_2) = 8 + 3 + 27,0(3,5 + 2,5) = 173,0$  м,  
 $l_{\text{д}} = h_{\text{д}}(m_2 + m_3) = 4,0(2,5 + 1,5) = 16$  м; задаемся величиной  $e = 0,16$  м.

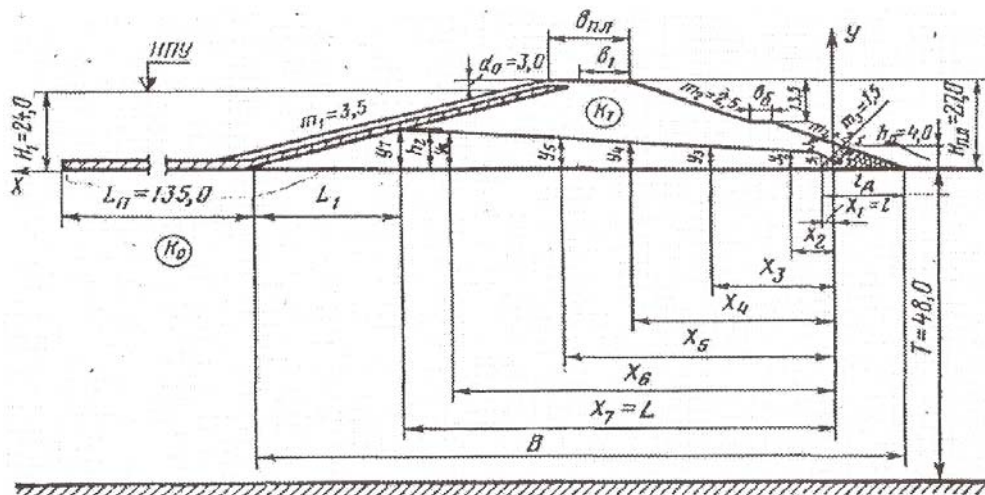


Рис. 2.27. Расчетная схема фильтрации через плотину с экраном, понуром и дренажом при отсутствии воды в нижнем бьефе

При ординате кривой депрессии за экраном  $h_e = 9,10$  м имеем

$$L_1 = m_1 h_2 = 3,5 \cdot 9,1 = 31,85 \text{ м},$$

$$L = B - L_1 - l_{\text{д}} + e = 173,0 - 31,85 - 16,0 + 0,16 = 125,31 \text{ м}.$$

Отношение  $(L_{\text{п}} + L_1 + L) / T = (135,0 + 31,85 + 125,31) / 48,0 \approx 6,03$ .  
 Значению 6,03 соответствует  $n = 1,17$  (см. п. 3.3). Тогда

$$F_1(h_e) = 48,0 / 1,17 \cdot (24,00 - 9,1) / (135,0 + 31,85) = 3,6512,$$

$$F_2(h_e) = 9,1 / 125,31 [(48,0 + (9,1 / 2) \cdot (2,5 / 3,2))] = 3,751.$$

При  $h_e = 8,99$  м имеем

$$L_1 = 3,5 \cdot 8,99 = 31,46 \text{ м}, L = 157,16 - 31,46 = 125,70 \text{ м},$$

$$F_1(h_e) = 3,7005; F_2(h_e) = 3,6930.$$

Значению  $h_e = 9,0$  м соответствует

$$L_1 = 3,5 \cdot 9,0 = 31,50 \text{ м}, L = 157,16 - 31,50 = 125,66 \text{ м},$$

$$F_1(h_e) = 3,6964, F_2(h_e) = 3,6895.$$

Следовательно, принимаем ординату кривой депрессии за экраном  $h_e = 9,00$  м, тогда  $F_1(h_e) \approx F_2(h_e)$ .

2. Ординату кривой депрессии в начале дренажа вычисляем по формуле (2.78):

$$h_1 = \sqrt{(L^2 + h_{\text{д}}^2)} - L = \sqrt{(125,662 + 9,0^2)} - 125,66 = 0,32 \text{ м}.$$

Промежуточные ординаты кривой депрессии в теле плотины определяем по формуле  $y_2 = 2h_1x = 0,64x$ .

3. Задаваясь значениями  $x$  от 0,16 до  $L = 125,66$  м, вычисляем значения  $y$ :

$x$ , м	0,16	5,0	15,0	35,0	65,0	105,0	125,66
$2h_1x$	0,102	3,2	9,6	22,4	41,6	67,2	80,4
$y$ , м	0,32	1,79	3,10	4,74	6,45	8,20	8,97

4. Удельный фильтрационный расход через тело плотины и основание вычисляем по формуле

$$q = 3,2 \cdot (9,0 / 125,66) [48,0 + (9,0 / 2,0) \cdot (2,5 / 3,2)] = 11,79 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

#### 2.5.4. Плотина с дренажом при наличии воды в нижнем бьефе

Расчет плотины с экраном, понуром и дренажом при наличии воды в нижнем бьефе ведут по уравнениям

$$\begin{aligned} q/k_0 &= T/n [H - (h_e + h_0)]/L_{\pi} + m_1(h_e + h_0) = \\ &= h_e / L [T + (h_0 + h_e / 2) k_{\pi} / k_0], \end{aligned} \quad (2.81)$$

$$h_1 = \sqrt{(L^2 + h_a^2)} - L. \quad (2.82)$$

**П р и м е р 10.** Построить кривую депрессии, вычислить удельный фильтрационный расход плотины. Размеры плотины такие же, как в примере 8. Глубина воды в нижнем бьефе  $h_0 = 2,0$  м; коэффициент внутреннего откоса дренажа  $m_3 = 1,5$ ;  $h_d = 4,0$  м (рис. 2.28).

**Р е ш е н и е.** 1. По уравнению (2.81) подбором определяем  $h_e$ . Задаемся значениями  $h_e = 8,5$ ; 8,10; 8,04; 8,02 м.

Обозначим

$$\begin{aligned} T / n [H_1 - (h_e + h_0)] / L_{\pi} + m_1 (h_e + h_0) &= F_1 (h_e), \\ h_e / L [T + (h_0 + h_e / 2) k_{\pi} / k_0] &= F_2 (h_e). \end{aligned}$$

При ординате кривой депрессии за экраном  $h_e = 8,5$  м имеем

$$L_1 = m_1 (h_e + h_0) = 3,5 (8,5 + 2,0) = 36,75 \text{ м,}$$

$$B = b_1 + b_6 + H_{\text{пл}} (m_1 + m_2) = 8,0 + 3,0 + 27,0 \cdot (3,5 + 2,5) = 173,0 \text{ м,}$$

$$L_d = h_d (m_2 + m_3) = 16,0 \text{ м,}$$

$$e = 0,13 \text{ м,}$$

$$L_1 = h_0 m_3 = 1,5 \cdot 2,0 = 3,0 \text{ м,}$$

$$L = B - l_d + L_1 - L_1 + e = 173,0 - 36,75 - 16,0 + 3,0 + 0,13 = 123,38.$$

Значение поправочного коэффициента, как и в предыдущих примерах,  $n = 1,17$ . Тогда

$$F_1(h_e) = 41,0256 \cdot [24,0 - (8,5 + 2,0)] / (135,0 + 3,5 (8,5 + 2,0)) = 3,225,$$

$$F_2(h_e) = 8,5 / 123,38 [48,0 + (2,0 + 8,5 / 2) \cdot 0,78125] = 3,638.$$

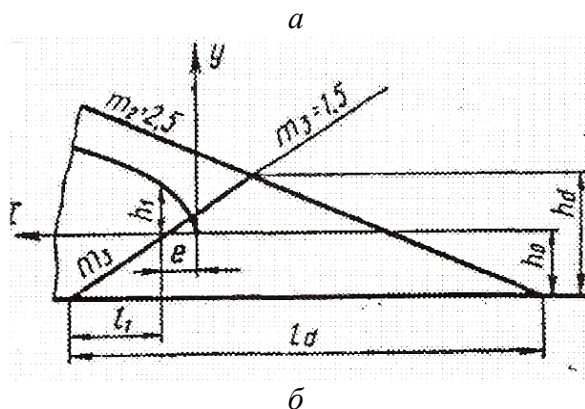
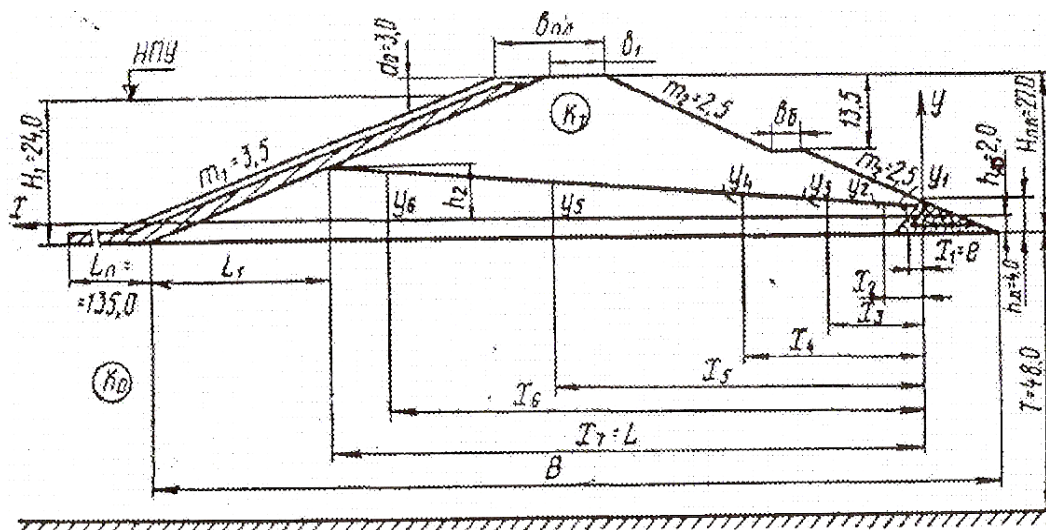


Рис. 2.28. Расчетная схема фильтрации через плотину с экраном, понуrom и дренажом при наличии воды в нижнем бьефе:  
а – общая схема; б – деталь дренажа с депрессионной кривой

При  $h_e = 8,1$  м имеем  $L_1 = 35,35$  м,  $L = 160,13 - 35,35 = 124,78$  м,  $F_1(h_e) = 3,3477$ ,  $F_2(h_e) = 3,4200$ .

При  $h_e = 8,04$  м получаем  $L_1 = 35,14$  м,  $L = 160,13 - 35,14 = 124,99$  м,  $F_1(h_e) = 3,3641$ ,  $F_2(h_e) = 3,3888$ .

При  $h_e = 8,02$  м имеем  $L_1 = 35,07$  м,  $L = 160,13 - 35,07 = 125,06$  м,  $F_1(h_e) = 3,3723$ ,  $F_2(h_e) = 3,3793$ .

Следовательно, принимаем ординату кривой депрессии за экраном  $h_e = 8,02$  м, при этом  $F_1(h_e) \approx F_2(h_e)$ .

2. Ординаты кривой депрессии в начале дренажа вычисляем по формуле (2.82):

$$h_1 = \sqrt{(125,06^2 - 8,02^2)} - 125,6 = 0,26 \text{ м.}$$

Находим промежуточные ординаты кривой депрессии в теле плотины по формуле (2.80):

$$y^2 = 2h_1x = 0,52x.$$

Задавшись значениями  $x$  от 0,13 м до  $L$ , вычисляем значение  $y$ :

$x$ , м	0,13	1,0	5,0	15,0	50,0	100,0	125,06
$2h_1x$	0,068	0,52	2,60	7,80	26,0	52,0	65,02
$y$ , м	0,26	0,72	1,62	2,80	5,10	7,23	8,06

3. Удельный фильтрационный расход через тело плотины и основание определяем по формуле (2.81):

$$q = 3,2 \cdot 8,02 / 125,06 [48 + (2,0 + 8,02 / 2) \cdot 2,5 / 3,2] = 3,2 \cdot 3,38 = 10,80 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог. м.}$$

Во всех фильтрационных расчетах земляных плотин, кроме удельного фильтрационного расхода, необходимо знать общий фильтрационный расход через тело плотины и ее водопроницаемое основание, так как практически грунтовые плотины возводят на основаниях с коэффициентом фильтрации более нуля.

При водонепроницаемом основании гидравлические решения применительно к различным случаям осуществляют базируясь на предпосылках, принципиально схожих с рассмотренными выше (область фильтрации разбивают на ряд характерных зон, схематизируют направление линий тока). В настоящее время имеется ряд гидравлических решений для различных расчетных случаев, встречающихся на практике (для плотин с различными типами противофильтрационных и дренажных устройств, расположенных на водопроницаемых основаниях конечной и бесконечной глубины, при различных соотношениях коэффициентов фильтрации грунтов тела плотины и основания).

### 2.5.5. Общая фильтрация земляных плотин

Водопроницаемое основание под земляной плотинкой усложняет условия приложения фильтрационного потока, проходящего одновременно через плотину и основание (см. рис. 2.15).

В инженерной практике часто используют предложение Н. Н. Павловского [14], согласно которому приближенно удельный расход  $q$  плотины на проницаемом основании можно вычислить как сумму двух расходов, о чем было сказано выше, а именно расхода через плотину на непроницаемом основании  $q_1$  и расхода через основание  $q_2$ . Величину последнего устанавливают исходя из схемы движения напорного грунтового потока под условно непроницаемой плотинкой:

$$q_2 = \omega \cdot V, \quad (2.83)$$

где  $\omega$  – живое сечение,  $\omega = T \cdot 1$ ;  $V$  – средняя скорость фильтрации.

По формуле Дарси

$$V = k_0 \cdot J, \quad (2.84)$$

где  $k_0$  – коэффициент фильтрации основания;  $J$  – пьезометрический уклон фильтрационного потока,

$$J = H / nL,$$

$H$  – действующий напор;  $nL$  – средняя длина пути фильтрации под плотинной с шириной по основанию  $L$ ;  $n$  определяют в зависимости от отношений  $L / T$ :

$L / T$	20	5	4	3	2	1
$n$	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

Таким образом, расход через основание плотины можно вычислить как

$$q = \omega \cdot V = k_0 \cdot HT / nL. \quad (2.85)$$

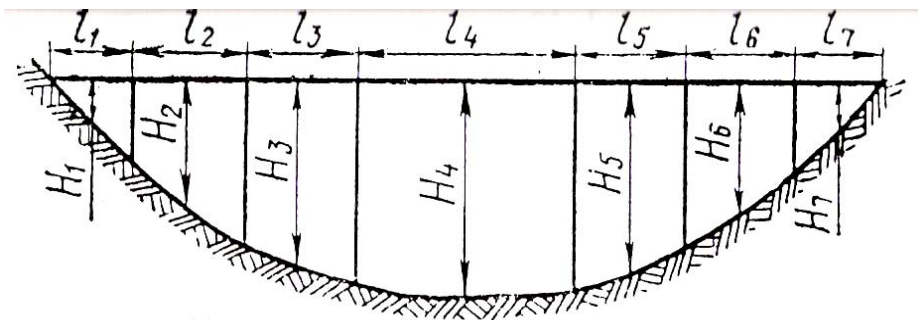


Рис. 2.29. Расчетная схема для определения общего фильтрационного расхода через тело земляной плотины

Имея в виду, что расход через тело плотины  $q$  может быть подсчитан из приведенных выше формул, общий удельный расход плотины на проницаемом основании составит  $Q = q_1 + q_2$ .

Для этого земляную плотину разбивают по длине на ряд участков длиной  $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ , для которых средние напоры воды перед плотинной будут, соответственно,  $H_1, H_2, H_3, \dots, H_n$  (рис. 2.29).

Сначала по приведенным выше формулам определяют фильтрационные расходы для каждого участка отдельно в зависимости от типа плотины:  $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ . Общий фильтрационный расход через тело плотины  $Q$ , м<sup>3</sup>/сут, будет равен сумме расходов отдельных участков:

$$Q = q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3 + \dots + q_n L_n.$$



## 2.6. Расчет осадки грунтов основания земляной плотины

Осадка плотины складывается из осадки тела плотины и осадки грунтов основания. В процессе возведения плотины насыпь уплотняется. Поэтому считается, что дальнейшее уплотнение под действием собственного веса не происходит. Основные деформации возникают из-за уплотнения грунтов основания весом плотины. Величина этой осадки  $S$ , см, определяется по формуле

$$S = T(e_1 - e_2) / (1 + e_1), \quad (2.86)$$

где  $T$  – толщина сжимаемого основания плотины, см;  $e_1$  – коэффициент пористости грунта основания плотины в естественном состоянии;  $e_2$  – то же после возведения насыпи.

**Пример 11.** Определить величину осадки грунта земляной плотины (рис. 2.30) [15].

Дано: растительный слой  $T_1 = 0,4$  м; удельный вес при естественной влажности  $\gamma_1 = 1,6$  т/м<sup>3</sup>; супесь  $T_2 = 3,6$  м;  $\gamma_2 = 1,9$  т/м<sup>3</sup>; суглинок  $T_3 = 8,0$  м,  $\gamma_3 = 1,88$  т/м<sup>3</sup>. Насыпь тела плотины из суглинков с  $\gamma_{пл} = 1,89$  т/м<sup>3</sup>;  $H_{пл} = 22,5$  м; ширина плотины по гребню  $b_{пл} = 12,0$  м; коэффициент верхового откоса  $m_1 = 3,25$ ; низового  $m_2 = 2,5$ ; мощность сжимаемого грунта основания  $T = T_1 + T_2 + T_3 = 12,0$  м, ниже грунт практически несжимаем.

**Решение.** 1. Вычисляем напряжение в середине сжимаемого слоя грунта основания плотины в естественном состоянии:

$$\sigma_1 = \gamma_{срвзв} \cdot T / 2, \quad (2.87)$$

где  $\gamma_{срвзв} = (T_1\gamma_1 + T_2\gamma_2 + T_3\gamma_3) / (T_1 + T_2 + T_3) = (0,4 \cdot 1,6 + 3,6 \cdot 1,9 + 8,0 \times 1,88) / (0,4 + 3,6 + 8,0) = 22,52 / 12,0 = 1,88$  т/м<sup>3</sup> = 18,443 кН/м<sup>3</sup>,  $\sigma_1 = 1,88 \cdot 6,0 = 11,28$  т/м<sup>2</sup>, или  $\sigma_1 = 1,13$  кг/см<sup>2</sup> = 110,853 кН/м<sup>2</sup>.

Пользуясь компрессионной кривой (рис. 2.30, в), находим средневзвешенный коэффициент пористости грунта основания плотины при  $\sigma = \sigma_1 = 1,13$  кг/см<sup>2</sup>, т. е.

$$e_1 = [e_{1 \text{ суп}} (T_1 + T_2) + e_{2 \text{ суг}} \cdot T_3] / (T_1 + T_2 + T_3) = \\ = [0,71 (0,4 + 3,6) + 0,52 \cdot 8,0] / (0,4 + 3,6 + 8,0) = 0,58.$$

Для определения напряжения в середине сжимаемого слоя после возведения плотины пользуемся методом профессора Н. А. Цытовича (рис. 2.30, б) [17].

2. Делим поперечный профиль плотины на три фигуры: левый треугольник, среднюю часть – прямоугольник и правый треугольник. Затем вычисляем отношения  $Z/b$  и  $y/b$ , по которым из табл. 2.6 и 2.7 принимаем вертикальные напряжения  $\sigma_z$ , выраженные в долях от интенсивности нагрузки.

3. Напряжение в точке  $B$  от насыпи будет

$$\sigma_B = \gamma_{\text{пл}} \cdot H_{\text{пл}} = 1,89 \cdot 22,5 = 42,52 \text{ т/м}^2.$$

Напряжение в точке  $C$  находим как сумму от отдельных трех нагрузок – от левого треугольника, средней части и правого треугольника.

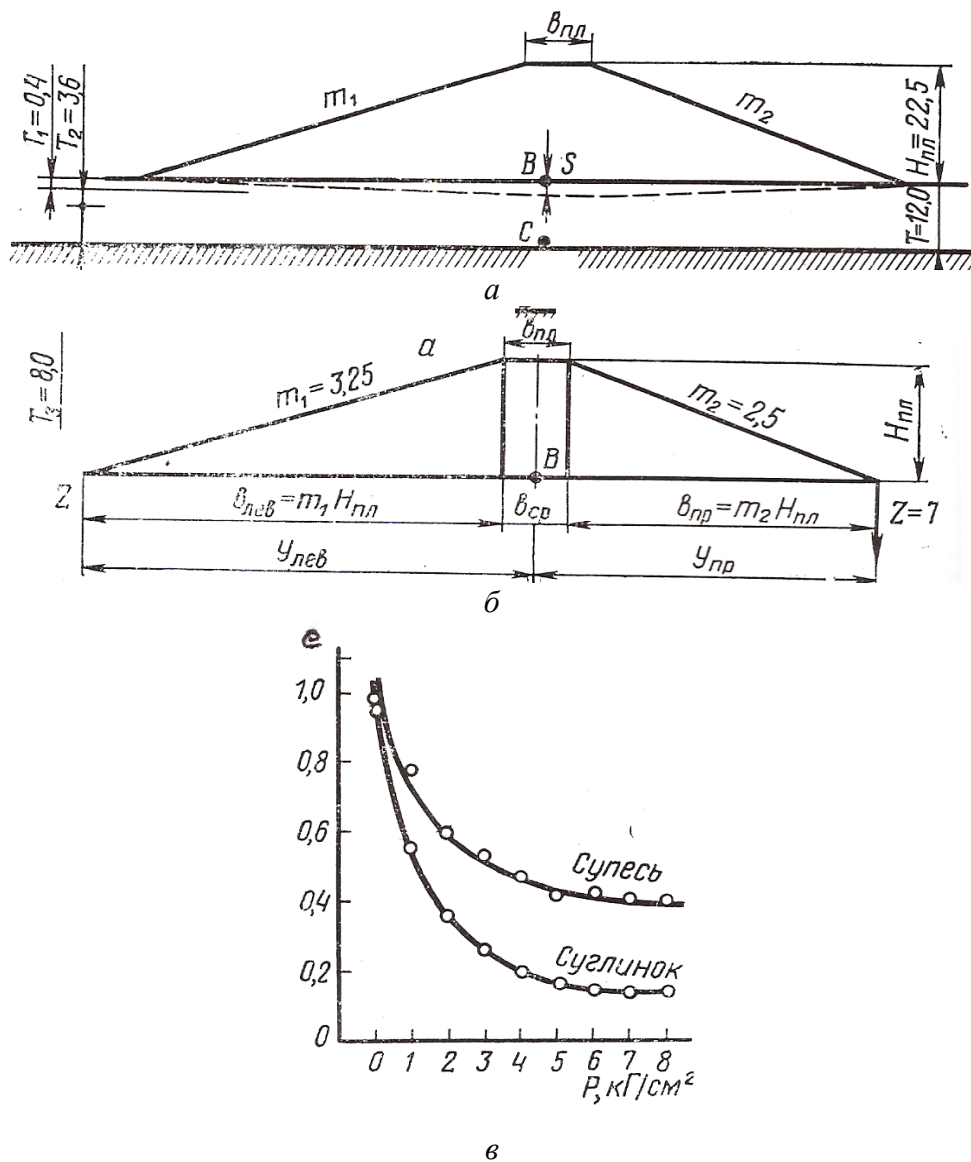


Рис. 2.30. К расчету осадки основания земляной плотины:  
 $a$  – общая схема;  $b$  – схема распределения нагрузки от насыпи;  
 $в$  – компрессионные кривые

Определяем напряжение от нагрузки левого треугольника. Для этого находим

$$Z / b = T / (m_1 \cdot H_{\text{пл}}) = 12,0 / (3,25 \cdot 22,5) = 0,164,$$

$$y / b = (m_1 H_{\text{пл}} + b_{\text{пл}} / 2) / (m_1 H_{\text{пл}}) = (3,25 \cdot 22,5 + (12,0 / 2)) / (3,25 \cdot 22,5) = 1,08.$$

По табл. 2.6  $\sigma_z = 0,38$ , тогда  $\sigma_1 = \sigma_z$ ,  $\sigma_B = 0,38 \cdot 4,25 = 1,62 \text{ кг/см}^2 \approx 158,9 \text{ кН/м}^2$  [17].

Напряжение от средней части при  $Z / b = T / b_{\text{пл}} = 12,0 / 12,0 = 1$  и  $y / b = 0 / 12 = 0$  по табл. 2.6  $\sigma_z = 0,55$  и  $\sigma_2 = \sigma_z \cdot \sigma_B = 0,55 \cdot 4,25 = 2,34 \text{ кг/см}^2 \approx 229,6 \text{ кН/м}^2$ .

Таблица 2.6

**Значения напряжений  $\sigma_z$ , выраженные в долях  
от интенсивности равномерно распределенной нагрузки**

$z/b$	$y/b$					
	0	0,25	0,50	1,00	1,5	2,0
0	1,00	1,00	0,50	0	0	0
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0	0
0,50	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,11	0,07
2,00	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,17	0,135	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10
5,00	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,09
6,00	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	—

Таблица 2.7

**Значения напряжений  $\sigma_z$ , выраженные в долях  
от интенсивности  $p$ , имеющейся по треугольнику**

$z/b$	$y/b$										
	−1,5	−1,0	−0,5	0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0	0	0	0	0,250	0,500	0,750	0,500	0	0	0
0,25	—	—	0,004	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,082	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Напряжение от нагрузки правого треугольника

$$\sigma_3 = \sigma_z \cdot \sigma_B = 0,31 \cdot 4,25 = 1,32 \text{ кг/см}^2 \approx 129,5 \text{ кН/м}^2.$$

Полное напряжение в точке *C* будет

$$\sigma_C = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 1,62 + 2,34 + 1,32 = 5,28 \text{ кг/см}^2 \approx 517,9 \text{ кН/м}^2.$$

В среднем в грунте основания под гребнем плотины напряжение с учетом первоначального напряжения  $\sigma_{\text{нач}}$  будет

$$\sigma_{\text{ср}} = (\sigma_B + \sigma_C) / 2 + \sigma_{\text{нач}} = (4,25 + 5,28) / 2 + 1,13 = 5,89 \text{ кг/см}^2 = 577,8 \text{ кН/м}^2.$$

По компрессионной кривой при  $\sigma = \sigma_{\text{ср}} = 5,89 \text{ кг/см}^2$  средневзвешенный коэффициент пористости  $e_2 = 0,24$ .

Величину полной осадки основания под гребнем плотины вычисляем по формуле (2.86):  $S = 1\,200 \cdot (0,58 - 0,24) / (1,0 + 0,58) = 258 \text{ см}$ .

## 2.7. Расчет устойчивости плотин

Расчет устойчивости плотин предусматривает предельную крутизну откоса для земляных плотин в зависимости от угла внутреннего трения грунта.

### 2.7.1. Расчет устойчивости низового откоса земляных плотин

Степень устойчивости низового откоса оценивается коэффициентом запаса устойчивости  $k_z$ . В результате расчета принятого откоса надо найти минимальное значение  $k_z$  и сравнить эту величину с допускаемой  $k_{z,\text{доп}}$ . Величину допускаемого коэффициента запаса  $k_{z,\text{доп}}$  назначают в зависимости от класса капитальности сооружения, условий работы откоса, а также от ряда коэффициентов (надежности по нагрузке, по грунту, сочетания нагрузок) и определяют по СНиП 11-И1-62 и СНиП 2.02.02-85 (табл. 2.8).

Таблица 2.8

Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости откосов

Сочетание нагрузок и воздействий	Класс плотины			
	I	II	III	IV
Основные	1,30–1,25	1,20–1,15	1,15–1,10	1,10–1,05
Особые	1,10–1,05	1,10–1,05	1,05	1,05

Крутизна откосов оказывает существенное влияние на объем и стоимость плотины, поэтому необходимо стремиться устраивать откосы с возможно меньшим заложением, но соблюдая его устойчивость.

Предельная крутизна откоса для несвязанных (сыпучих) грунтов соответствует углу их внутреннего трения  $\varphi$ . Если угол наклона откоса сделать больше этой величины, то обрушение будет происходить в виде перемещения частиц по плоскости, наклоненной к горизонту под углом внутреннего трения – естественного откоса. Сползание откоса, сложенного из связанных грунтов, т. е. грунтов, помимо сил трения, обладающих силами сцепления, может произойти как на всем его протяжении, так и на отдельном участке. Контур обрушения заметно отличается от плоскости и часто близок к дуге окружности [15].

**Пример 12.** Определить коэффициент запаса на устойчивость против сползания низового откоса земляной плотины (рис. 2.31). Грунт тела плотины – супесь, основание – суглинок.

Дано:  $H_{\text{п}} = 12,6$  м; глубина водохранилища  $H = 10,5$  м; ширина гребня плотины  $b_{\text{п}} = 4,0$  м; удельный вес супеси  $\gamma_{\text{п}} = 2,7$  т/м<sup>3</sup>; удельный вес суглинка  $\gamma_{\text{о}} = 2,9$  т/м<sup>3</sup>; удельное сцепление супеси  $c_{\text{пл}} = 1,9$  т/м<sup>2</sup>; суглинка  $c_{\text{ос}} = 3,1$  т/м<sup>2</sup>; угол внутреннего трения супеси  $\varphi_{\text{пл}} = 28^\circ$ ; суглинка  $\varphi_{\text{о}} = 23^\circ$ ; пористость супеси  $n_{\text{пл}} = 0,28$ ; суглинка  $n_{\text{ос}} = 0,35$ ; уровень воды в нижнем бьефе  $h_0 = 1,0$  м. Депрессионная кривая определена и нанесена на поперечный профиль плотины (рис. 2.31, а).

**Решение.** Расчет ведем по методу круглоцилиндрической поверхности графоаналитическим способом. Вычерчиваем поперечный профиль плотины, соблюдая горизонтальный и вертикальный масштабы одинаковыми. Проводим линию низового откоса с  $m_2 = 2,5$  (АВ). На профиль наносим кривую депрессионной поверхности фильтрационного потока в теле плотины (рис. 2.31, а).

Коэффициент запаса на устойчивость определяем как отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих сил:

$$k_3 = \Sigma M_{\text{уд}} / \Sigma M_{\text{сдв}}. \quad (2.88)$$

Для нахождения наиболее опасной поверхности скольжения по В. В. Аристовскому, из середины откоса (точка С на рис. 2.31) проводим вертикаль  $CD$  и линию  $CE$  под углом  $85^\circ$ .

Затем, пользуясь табл. 2.9, вычисляем радиусы  $ca$  и  $cb$  и проводим дуги  $ad$  и  $be$ .

Радиусы для построения сектора  $adbc$ , в котором размещаются центры наиболее опасных кривых скольжения, имеют следующие значения:  $R_{\text{н}} / H_{\text{п}}$  и  $R_{\text{в}} / H_{\text{п}}$ .

Находим наружный радиус при  $m = 2,5$ , по табл. 2.9 он равен  $R_{\text{н}} = 12,6 \cdot 1,46 = 18,4$  м, внутренний радиус  $R_{\text{в}} = 12,6 \cdot 2,1 = 26,5$  м.

В секторе  $adbc$  выбираем первую точку  $O$  и определяем по чертежу  $R_0 = 24,4$  м, после чего этим радиусом проводим поверхность сдвига А'В'.

Для определения всех действующих сил на откосе плотины массив  $A'AB B'$  делим на вертикальные полосы шириной  $b = 0,1 \cdot R = 0,1 \cdot 24,4 = 2,44$  м. Разбивку полос начинаем с нулевой, которая располагается по обе стороны от вертикали, опущенной из точки  $O$  до пересечения кривой скольжения  $A'B'$ .

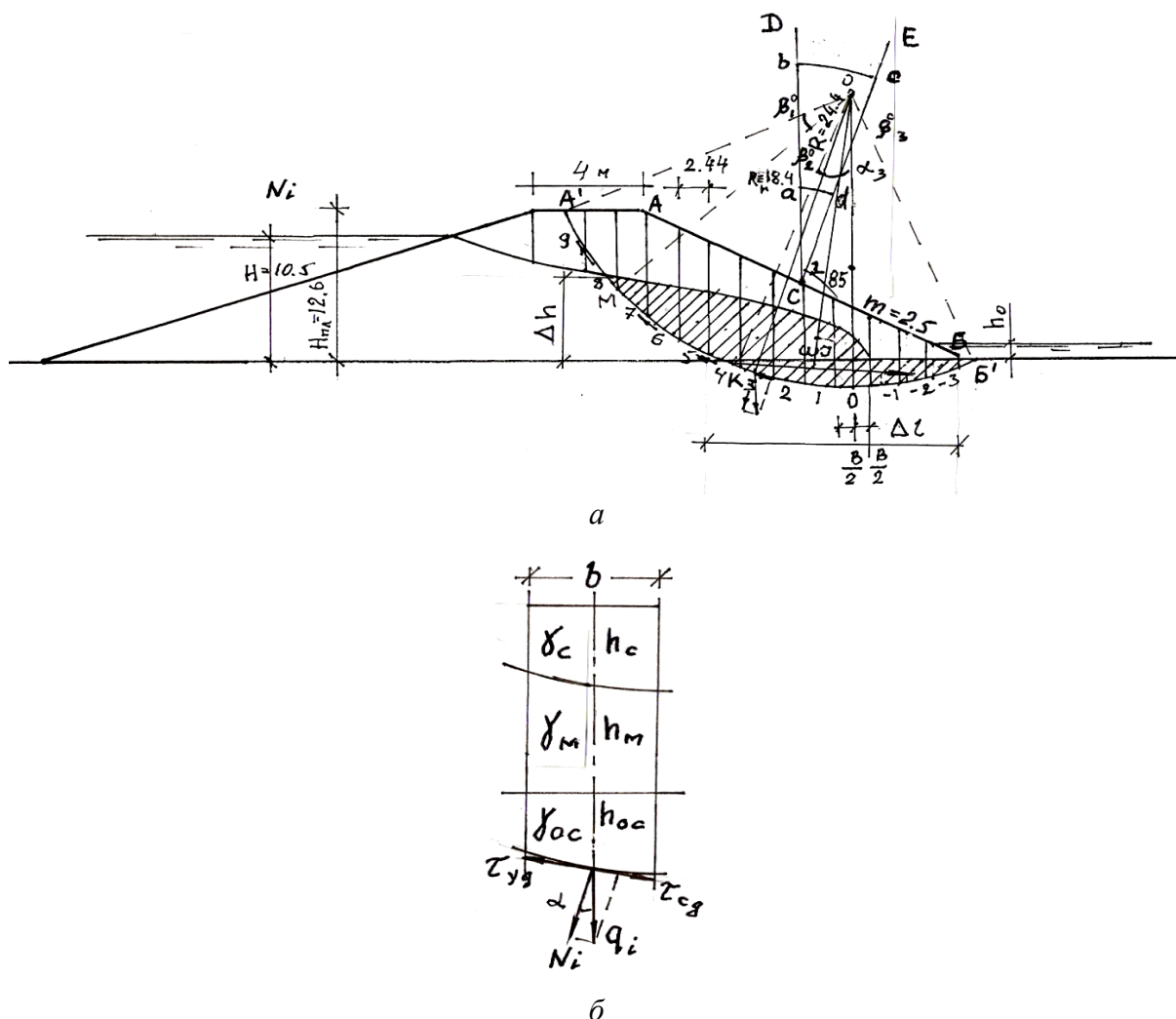


Рис. 2.31. Расчетная схема устойчивости низового откоса плотины

Таблица 2.9

#### К построению кривой скольжения

Радиус	Коэффициент откоса $m$					
	1	2	3	4	5	6
$R_H(ca) / H_H = k_1$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3,0
$R_B(cb) / H_H = k_2$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Подсчет действующих сил представляем в виде табл. 2.10, порядок заполнения которой следующий:  $\sin \alpha$  для рассматриваемой полосы равен ее порядковому номеру, поделенному на 10. Например, для полосы 4  $\sin \alpha = 0,4$

и далее 0,5–0,8. Для полос, расположенных вправо, – отрицательные, а влево – положительные. При этом для первой и последней полос  $\sin \alpha$  принимается в зависимости от доли полосы по отношению к полной ее ширине, например, в полосе 9 (рис. 2.31, а)  $\sin \alpha = 0,82$ , в полосе 3  $\sin \alpha = -0,43$ ;  $\cos \alpha$  вычисляем по формуле  $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$ . По оси полосы измеряем среднюю ее высоту (см. рис. 2.31, б). От поверхности откоса плотины до линии депрессии (0–8) грунт находится в состоянии естественной влажности  $\gamma_v$ , поэтому средняя высота полосы в этих пределах составляет  $h_c$ . От линии депрессии до линии скольжения грунт находится в мокром состоянии со средней высотой  $h_m$ . От линии основания плотины до линии скольжения грунт находится в насыщенном состоянии, и средняя высота полосы в этой зоне обозначается  $h_o$ .

Приведенную высоту полосы определяем по формуле с учетом масштаба:

$$h_{\text{пр}} = h_c + h_m (\gamma_m / \gamma_c) + h_o (\gamma_m / \gamma_{\text{нас}}), \quad (2.89)$$

где  $\gamma_m = (1 - n) (\gamma_c - \gamma_v)$ ;  $n$  – пористость грунта;  $\gamma_c$  – удельный вес грунта;  $\gamma_v$  – удельный вес воды;  $\gamma_{\text{нас}}$  – насыщенный удельный вес.

Пример для полосы 3 (рис. 2.31, б) согласно чертежу:

$$\begin{aligned} h_{\text{пр}} &= 2,8 + 2 (1 - 0,28) (2,7 - 1,0) / 2,7 + 2,04 (1,0 - 0,35) (2,9 - 1) / 2,9 = \\ &= 2,8 + 2 \cdot 0,72 \cdot 1,6 / 2,7 + 2,04 \cdot 0,65 \cdot 1,9 / 2,9 = 4,5 \text{ м.} \end{aligned}$$

Угол внутреннего трения  $\phi$  и удельное сцепление  $c$  принимаются по зонам соответственно состоянию и физико-механическим характеристикам грунтов. Например, в зоне прохождения кривой скольжения от А' до М принимаем  $\phi_1$   $c_1$  (для грунта плотины); от М до К –  $\phi_2$   $c_2$  (для грунта ниже границы депрессионной кривой плотины); от К до Б' –  $\phi_3$   $c_3$ .

Длину дуги кривой скольжения по каждой зоне вычисляем по формуле

$$l = 2 \cdot \pi R \beta^0 / 360^\circ, \quad (2.90)$$

где  $R$  – радиус кривой скольжения;  $\beta^0$  – центральный угол дуги А'МКБ' (см. рис. 2.31, а).

Заполнив табл. 2.10, получаем в результате суммирования данные 6, 8, 12, 15, которыми пользуемся по развернутой формуле (2.88) с учетом гидродинамического давления фильтрационного потока в зоне сползания клина  $pl$ :

$$k_3 = (b \gamma_m \cdot \Sigma h_{\text{пр}} \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi + \Sigma cl) / (b \gamma_m \cdot \Sigma h_{\text{пр}} \cdot \sin \alpha + \omega J \cdot r / R), \quad (2.91)$$

где  $b \gamma_m \cdot \Sigma h_{\text{пр}} \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi$  – сила трения;  $\Sigma cl$  – сила сцепления;  $b \gamma_m \cdot \Sigma h_{\text{пр}} \times \sin \alpha$  – сдвигающая сила от собственного веса;  $\omega J$  – сдвигающая сила от гидродинамического давления фильтрационного потока;  $r$  – плечо силы  $\omega J$ .

Площадь фильтрационного потока сползаемого массива  $\omega = \Sigma (h_m + h_o) \cdot b$ , средний градиент в этой зоне  $J = \Delta h / \Delta l = 0,044$ , где  $\Delta h$  и  $\Delta l$  – па-

параметры градиента фильтрационного потока в зоне сползаемого массива (см. рис. 2.31).

Путем подсчета величин по данным табл. 2.10 получено:

$$\Sigma h_{\text{пр}} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = 25,2, \Sigma cl = 960,7, \Sigma h_{\text{пр}} \cdot \sin \alpha = 22,3,$$

$$\omega = \Sigma (h_{\text{м}} + h_{\text{ос}}) \cdot b = (31,6 + 11,2) \cdot 2,44 = 104,4 \text{ м}^2, J = 0,044.$$

Плечо силы гидродинамического давления  $\omega J$  равно  $r = 23,2$  м;  $r / R = 23,2 / 24,4 = 0,95$ .

Определяем удельный вес  $\gamma_{\text{в}}$  в насыщенном состоянии при  $n = (0,28 + 0,35) / 2 = 0,315$ :

$$\gamma_{\text{в}} = (1 - 0,315) \cdot (2,7 - 1) = 1,16 \text{ т/м}^3.$$

Подставляя все данные, полученные графоаналитическим способом, находим коэффициент запаса на устойчивость при радиусе скольжения  $R = 24,4$  м:

$$k_3 = (2,44 \cdot 1,16 \cdot 25,2 + 90,1) / (2,44 \cdot 1,16 \cdot 22,3 + 104,4 \cdot 0,95 \cdot 0,044) = 161,43 / 67,48 = 2,4.$$

Для земляной плотины III класса нормативный коэффициент запаса составляет 1,15.

Из примера следует, что вычисленный коэффициент запаса устойчивости низового откоса плотины удовлетворяет нормальным условиям плотины III класса, однако он не является минимальным при выбранном радиусе скольжения. Поэтому необходимо произвести расчеты устойчивости дополнительно для двух-трех вариантов. Если эти расчеты покажут, что коэффициент запаса намного превышает нормативную величину запаса, то следует уменьшить коэффициент откоса и вновь произвести аналогичные расчеты на устойчивость.

С допустимым значением коэффициента запаса сравнивается его минимальное значение, полученное в результате расчета по нескольким кривым скольжения.

При устройстве земляных плотин на основаниях из одного грунта, например, из песчаного или супеси, приведенную высоту определяют по формуле

$$h_{\text{пр}} = h_{\text{ес}} + \gamma_{\text{нас}} / \gamma_{\text{ес}} \cdot h_{\text{нас}},$$

если грунт поверхности откоса плотины до линии депрессии находится в состоянии естественной влажности с  $\gamma_{\text{ес}}$ , то средняя высота полосы в этих пределах составляет  $h_{\text{ес}}$ . От линии депрессии до линии скольжения грунт насыщен водой с  $\gamma_{\text{нас}}$ , поэтому средняя высота полосы в этой зоне обозначается  $h_{\text{нас}}$ .



Таблица 2.10

## Подсчет действующих сил

Номер полосы	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$h_c$	$h_m$	$h_{нас}$	$h_{пр}$	$h_{пр} \sin \alpha, \text{ м}$	$h_{пр} \cos \alpha, \text{ м}$	$\varphi, \text{ град}$	$\text{tg} \varphi$	$h_{пр} \cos \alpha \text{ tg} \varphi, \text{ м}$	$c, \text{ т/м}^2$	$l, \text{ м}$	$cl, \text{ кПа}$
9	0,9	0,44	1,62	—	—	1,62	1,46	0,713	28	0,53	0,38	1,9	7,74	14,71
8	0,8	0,6	5,28	—	—	5,28	4,22	3,48	28	0,53	1,84	1,9	7,74	—
7	0,7	0,72	5,68	2,03	—	6,59	4,61	4,75	28	0,53	2,52	1,9	10,81	—
6	0,6	0,80	5,28	3,65	—	6,92	4,15	5,54	28	0,53	2,94	1,9	10,81	20,54
5	0,5	0,86	4,47	4,87	—	6,66	3,33	5,73	28	0,53	3,04	1,9	10,81	—
4	0,4	0,92	3,65	5,68	—	6,21	2,48	5,71	23	0,43	2,46	3,1	19,62	—
3	0,3	0,96	3,25	4,87	0,61	5,7	1,71	5,47	23	0,43	2,35	3,1	19,62	—
2	0,2	0,98	2,52	4,47	1,87	5,33	1,07	5,22	23	0,43	2,25	3,1	19,62	60,82
1	0,1	0,99	2,39	4,06	2,03	5,09	0,51	5,04	23	0,43	2,17	3,1	19,62	—
0	0	1,0	2,44	2,03	2,39	4,38	0,00	4,38	23	0,43	1,88	3,1	19,62	—
–1	–0,1	0,99	3,25	—	2,05	4,13	–0,413	4,09	23	0,43	1,76	3,1	19,62	—
–2	–0,2	0,98	2,03	—	1,62	2,73	–0,55	2,68	23	0,43	1,15	3,1	19,62	—
–3	–0,3	0,96	0,812	—	0,61	1,07	–0,32	1,03	23	0,43	0,44	3,1	19,62	—
$\Sigma$				31,6	11,2		22,3				25,2			96,1

Удельный вес грунта при естественной влажности определяется по формуле

$$\gamma_{ec} = (1 - n) \gamma_r \cdot k, \quad (2.92)$$

где  $n$  – относительная пористость грунта;  $\gamma_r$  – удельный вес грунта;  $k$  – коэффициент, зависящий от влажности грунта (при  $W = 12-18\%$  коэффициент  $k = 1,12-1,18$ ).

Удельный вес взвешенного и насыщенного водой грунта рассчитывается по формуле

$$\gamma_{нас} = (1 - n) (\gamma_r - \gamma_v). \quad (2.93)$$

В формуле (2.91) вместо  $\gamma_v$  используют  $\gamma_{нас}$ .

Расчет устойчивости откоса плотины производится аналогично вышеприведенному.

### 2.7.2. Расчет устойчивости пластичного экрана

Расчет устойчивости экрана осуществляют для 1 м длины плотины, он сводится к определению коэффициента запаса на устойчивость экрана (рис. 2.32).

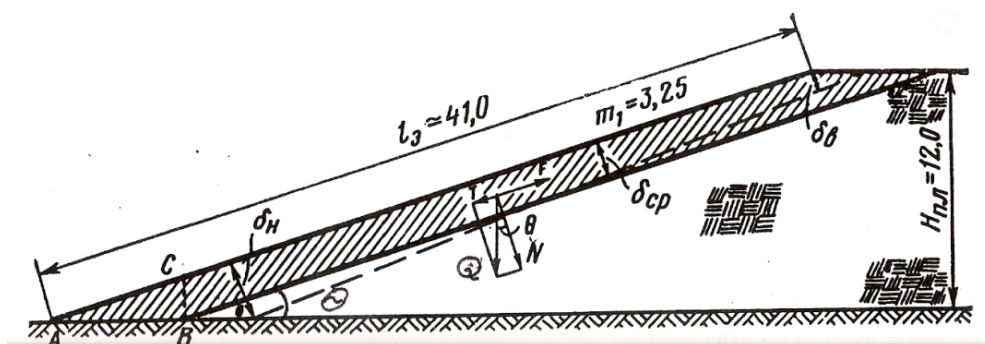


Рис. 2.32. Расчетная схема устойчивости пластичного экрана

Пренебрегая отпором грунта призмы  $ABC$  (это увеличивает запас при расчетах), считают, что для устойчивого состояния экрана необходимо соблюдение условия

$$T < F_3, \quad (2.94)$$

где  $T$  – сдвигающая сила от веса экрана на 1 м,  $T = Q \cdot \sin \theta$ ;  $F_3$  – сила трения от веса экрана на 1 м,

$$F_3 = N \cdot \tan \varphi = Q \cdot \cos \theta \cdot \tan \varphi, \quad (2.95)$$

где  $N$  (см. рис. 2.32);  $Q$  – вес 1 м экрана,  $Q = \gamma_3 \cdot \delta_{cp} \cdot l_3 \cdot l$ ;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта экрана;  $\theta$  – угол наклона экрана к горизонту.

Для устойчивости экрана необходимо выполнить условие

$$Q \sin \theta \leq Q \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi \text{ или } k_3 \cdot \operatorname{tg} \theta \leq \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.96)$$

где  $k_3$  – коэффициент запаса (1,15–1,25).

**Пример 13.** Определить величину коэффициента устойчивости экрана.

Дано:  $\delta_{\text{в}} = 1,0$  м;  $\delta_{\text{н}} = 3,0$  м;  $\gamma_3 = 1,9$  т/м<sup>3</sup>;  $\varphi_3 = 22^\circ$ ;  $l_3 = 41,0$  м;  $m_1 = 3,25$ ;  $\theta = 17^\circ$ ; класс капитальности сооружения III.

Решение. 1. Находим среднюю толщину экрана:

$$\delta_{\text{ср}} = 0,5 (\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}) = 0,5 (1 + 3) = 2,0 \text{ м.}$$

2. Рассчитываем вес 1 м экрана:

$$Q = \gamma_3 \cdot \delta_{\text{ср}} \cdot l_3 \cdot 1 = 1,9 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 41,0 = 150,8 \text{ т} = 1\,558 \text{ кН,}$$

$$\sin \theta = \sin 17^\circ = 0,292; \cos 17^\circ = 0,956; \operatorname{tg} 17^\circ = 0,306; \operatorname{tg} \varphi_3 = 0,404.$$

3. Определяем сдвигающую силу:

$$T = Q \cdot \sin \theta = 155,8 \cdot 0,29 = 45,2 \text{ т; } T = 45,2 \cdot 9,81 = 443,4 \text{ кН.}$$

4. Вычисляем удерживающую силу (силу трения):

$$\begin{aligned} F_3 &= Q \cdot \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi = Q \cdot \cos 17^\circ \cdot \operatorname{tg} 22^\circ = \\ &= 155,8 \cdot 0,96 \cdot 0,40 = 59,8 \text{ т} \approx 586,6 \text{ кН.} \end{aligned}$$

5. Вычисляем коэффициент запаса:

$$k_3 = Q \cdot \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi / Q \cdot \sin \theta = 59,8 / 45,2 = 1,32 > 1,25.$$

Условие устойчивости выполняется, это же можно доказать, используя более простую зависимость (2.96)  $k_3 \cdot \operatorname{tg} \theta \leq \operatorname{tg} \varphi$ . Например, при  $k_3 = 1,25$  имеем  $\operatorname{tg} \theta = 1,25 \cdot 0,306 = 0,383$ ;  $\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 22^\circ = 0,404$ , т. е.  $0,383 < 0,404$ .

### 2.7.3. Учет сейсмических воздействий на устойчивость земляных плотин

Учет сейсмических воздействий возможен с использованием статической или динамической теории.

Сущность статического метода состоит в том, что в расчет вводится дополнительная инерционная сила, проходящая через центр тяжести сползающего массива грунта, а также инерционная сила от прилегающей к сооружению массы воды верхнего или нижнего бьефов. Направление этих сил принимается горизонтальным – в сторону возможного оползания грунта [7].

Расчетное значение сейсмической инерционной силы определяют по формуле

$$S = \alpha_c K_c G, \quad (2.97)$$

где  $\alpha_c$  – коэффициент, зависящий от динамических характеристик сооружения и характера сейсмических воздействий, который может быть принят равным 1,5;  $K_c$  – коэффициент сейсмичности, который представляет собой отношение среднего ускорения движения грунта при землетрясении данной балльности к ускорению свободного падения и может приниматься для 9 баллов – 0,1, для 8 – 0,05, для 7 – 0,025;  $G$  – вес сползающего массива грунта, подсчитываемый ниже депрессионной кривой с учетом насыщения водой.

Сейсмическая инерционная сила от прилегающей к сооружению массы воды

$$W_c = 0,5 K_c \gamma_w H^2, \quad (2.98)$$

где  $H$  – глубина воды около плотины.

Точка приложения силы  $W_c$  принимается на высоте  $1/3 H$  от дна водохранилища.

При расчетах устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения силы  $S$  и  $W_c$  включают в состав активных сил. Коэффициент устойчивости с учетом сейсмических сил определяется по формуле

$$K = \frac{\sum (G_i \cos \alpha_i - p_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i l_i}{2 G_i \sin \alpha_i + S r / R + W_c r_c / R}, \quad (2.99)$$

где  $r$  и  $r_c$  – плечи сил, соответственно,  $S$  и  $W_c$  относительно центра поверхности скольжения.

При определении коэффициента запаса устойчивости земляной плотины необходимо соблюдать неравенство (2.88).

#### 2.7.4. Особенности расчетов устойчивости откосов намывных плотин

При двусторонней схеме намыва в теле плотины возникает фильтрационный поток из прудка-отстойника (рис. 2.33). Это обстоятельство необходимо учитывать при расчетах устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Значение фильтрационных сил можно определить, построив графическим способом гидродинамическую сетку [7].

При намыве плотин с ядром с высокой интенсивностью глинистый материал ядра успевает консолидироваться, и его можно рассматривать как тяжелую жидкость, оказывающую на боковые призмы гидростатическое давление  $p$ . В этом случае проверяют возможность оползания боко-

При этом предполагают, что грунт упорной призмы сухой, а его сцепление равно нулю. Угол отклонения силы  $P$  от нормали  $\zeta$  может быть принят равным среднему углу откоса плотины  $\zeta = \alpha$ . В дальнейшем расчет устойчивости аналогичен вышеприведенным.

## Р а з д е л 3

# ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ В СОСТАВЕ РЕЧНОГО ГИДРОУЗЛА

## Г л а в а 1

### КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ. КОМПОНОВКА И РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Водопропускные сооружения, входящие в состав речного гидроузла, классифицируются по ряду признаков [8].

По назначению различают следующие водопропускные сооружения:

- *водосброс*, устраиваемый для сброса в период прохождения паводков излишков воды из водохранилища в нижний бьеф гидроузла (рис. 3.1), а иногда для промыва наносов, отложившихся в водохранилище (на низконапорных гидроузлах);
- *водовыпуск* (рис. 3.1, поз. 6, иногда 5), предназначенный для полного или частичного опорожнения водохранилища.

По расположению входного отверстия водопропускные сооружения подразделяют на *поверхностные* (рис. 3.1, поз. 2; рис. 3.2, поз. 1, 2) и *глубинные* (рис. 3.1, поз. 5, 6) [7]. Причем сооружения, входные отверстия которых расположены вблизи основания, часто называют донными (рис. 3.1, поз. 5).

По расположению относительно русла реки различают *русловые*, *береговые* или *пойменные* водопропускные сооружения.

По конструктивным особенностям поперечного сечения выделяют: *открытые* (рис. 3.1, поз. 2; рис. 3.2, поз. 1); *закрытые* (рис. 3.2, поз. 2); *комбинированные двухъярусные* (рис. 3.2, поз. 5).

По условиям движения воды в их пределах различают *безнапорные* (рис. 3.1, разрез А-А), *напорные* водопропускные сооружения и со *смешанным гидравлическим режимом*.

По величине действующего напора  $H$  нет установившейся классификации водопропускных сооружений. Ориентировочно может быть принято следующее деление: *низконапорные* ( $H < 12$  м), *средненапорные* ( $12 \text{ м} < H < 80$  м) и *высоконапорные* ( $H > 80$  м).

Ниже рассмотрим некоторые водопропускные сооружения.

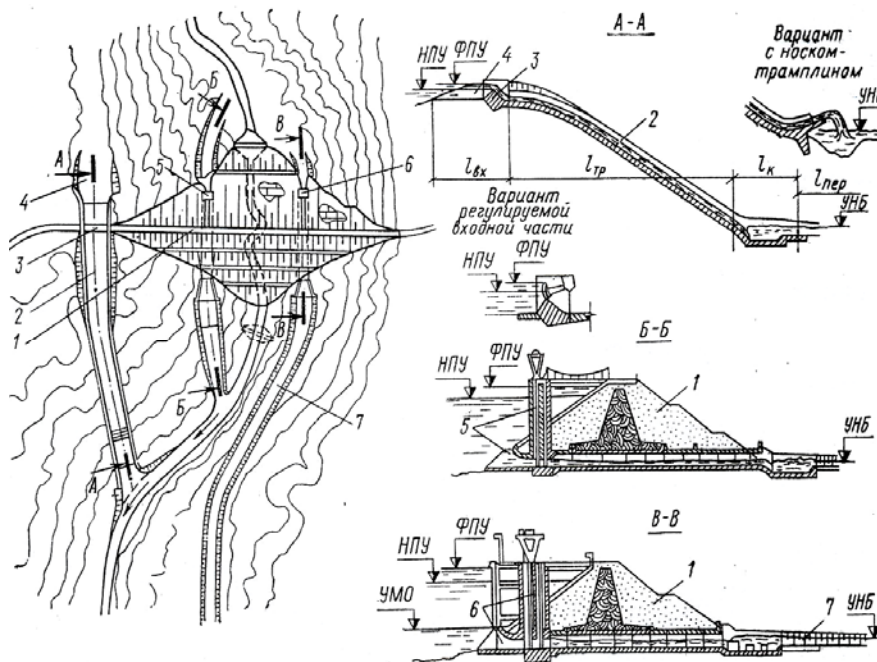


Рис. 3.1. Схема гидроузла с плотиной из грунтовых материалов и береговым открытым водосбросом: 1 – плотина; 2 – береговой открытый водосброс; 3 – мост через водосброс; 4 – подводящий канал; 5 – водоспуск; 6 – водовыпуск; 7 – канал;  $l_{вх}$  – входная часть;  $l_{тр}$  – транзитная часть;  $l_к$  – концевая часть;  $l_{пер}$  – участок перехода к естественному потоку; УМО – уровень меженных вод; ФПУ – форсированный паводковый уровень

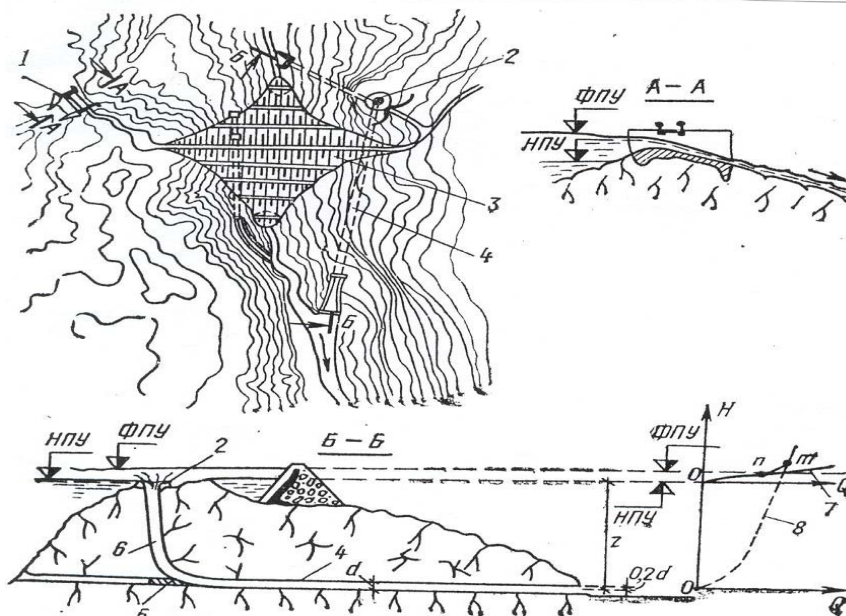


Рис. 3.2. Схема гидроузла с закрытым (шахтным) и открытым (в месте естественного понижения рельефа) береговыми водосбросами: 1 – открытый водосброс; 2 – закрытый водосброс; 3 – плотина; 4 – отводящий туннель шахтного водосброса; 5 – пробка (до ее устройства по туннелю пропускались строительные расходы); 6 – шахта; 7 – за-

висимость  $Q = mb \sqrt{2gH^{3/2}}$ ; 8 – зависимость  $Q = \mu \omega_{\text{вых}} \sqrt{2qz}$

## 1.1. Типы водозаборных сооружений

Гидротехнические сооружения, обеспечивающие забор воды из водоемов и водотоков для орошения земель и для различных хозяйственных нужд, называют **водозаборами** [8].

По виду используемого водоисточника различают водозабор речной, озерной (водохранилищный), а по способу отбора воды – бесплотинный и плотинный.

Вода может подаваться или самотеком по каналам, или же по напорным трубопроводам. Если в период поливов естественный режим реки обеспечивает водопотребление и высоту уровня над объектами, то устраивают бесплотинный водозабор. В противном случае необходимые уровни в реке создаются с помощью плотинного водозаборного узла.

Для борьбы с наносами в водозаборных узлах используют особенности гидравлической структуры потока: поперечную циркуляцию, винтовое движение и явление обтекания потоком преграды.

При бесплотинном водозаборе узел сооружений обычно состоит из головного регулятора, подводящего канала (если регулятор располагается на некотором удалении от реки), отстойника, рыбозаградителя, шуго- и мусорозащитных устройств и пр. – все эти сооружения могут отличаться по конструкции и иметь различные расчетные схемы.

Для проектирования бесплотинного речного и водохранилищного водозабора исходными данными служат максимальные и минимальные уровни в источниках с расчетной обеспеченностью, соответственно, 97–90 %. Первые значения пределов отвечают I категории надежности подачи воды, вторые – III категории.

При расчете плотинных водозаборных гидроузлов исходят из максимальных расчетных расходов в реке.

При проектировании водозаборных гидротехнических сооружений следует руководствоваться СНиП 2.06.03–85, СНиП 2.04.02–84, СНиП 2.06.01–86, СНиП 2.02.02–85 и ВСН 33-2.2–87.

### 1.1.1. Бесплотинный речной водозабор

Бесплотинный речной водозабор можно осуществлять в случае, когда уровни воды в реке обеспечивают командование над уровнем магистрального канала (водовода) при благоприятных топографических, гидрологических и инженерно-геологических условиях.

По местоположению водоприемники бесплотинного водозабора делятся на *русловые* и *береговые* (рис. 3.3, 3.4) [7].

По конструкции водозаборные сооружения бесплотинного типа подразделяют на *поверхностные* (открытые и закрытые) и *донные траншеи* (галереи) с *водоприемной решеткой*.



Поверхностные водозаборные сооружения бывают подвижными и стационарными.

Подвижные применяют при механическом заборе воды (насосными станциями).

Стационарные поверхностные водозаборы могут быть:

- *без регулятора* в голове канала (рис. 3.3) – применяют при коэффициенте водозабора до 0,1 на больших реках с блуждающим руслом;
- *с регулятором* в голове канала (рис. 3.4) – применяют при размываемом берегу с удалением на некоторое расстояние;
- в виде *водозаборных ковшей* с верховым или низовым питанием и самопромывающихся;
- в виде *водоприемников камерного типа*, расположенных отдельно от насосной станции или совмещенных с ней.

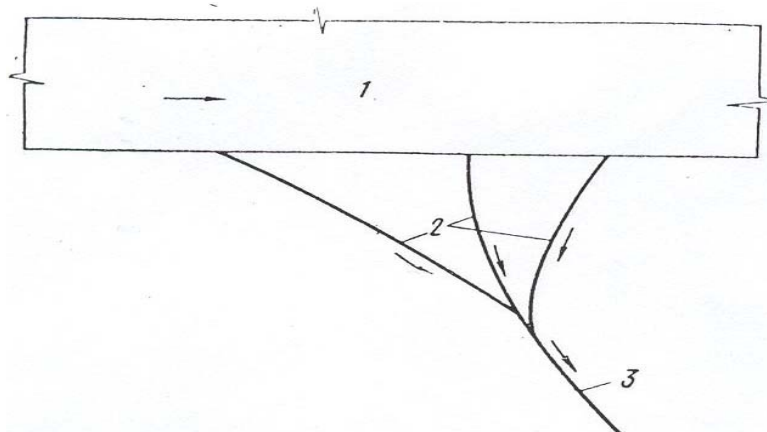


Рис. 3.3. Схема бесплотинного водозабора для рек с блуждающим руслом: 1 – река; 2 – прокопы-отстойники; 3 – канал

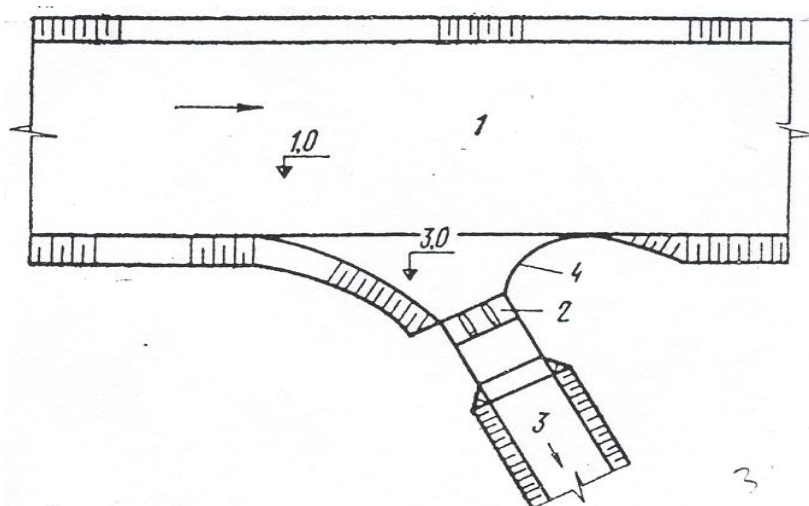


Рис. 3.4. Бесплотинный водозабор с береговым регулятором: 1 – река; 2 – водоприемный регулятор; 3 – канал; 4 – отражатель наносов (шпунтовая стенка)

**Водозабор с регулирующим сооружением.** Регулирующее сооружение в голове канала позволяет значительно улучшить условия беспло-

тинного водозабора. Для уменьшения захвата наносов рекомендуется размещать водоприемники на вогнутом берегу реки в одну линию с берегом, а также использовать струенаправляющие системы и регулирование высотой шандорного порога.

Низовой борт входной части рекомендуется выполнять в виде вертикальной стенки (шпунтовой, железобетонной и т. п.), которая играет роль отражателя наносов (см. рис. 3.4).

Расчетную мутность воды в канале регулируют с помощью отстойников. В связи с этим водозаборное сооружение располагают на некотором расстоянии (1,5–3,0 км) от берега реки.

**Водозаборные ковши.** Их используют для отбора относительно небольшого расхода воды для орошения небольших участков земель [7].

Устраивают ковши двух видов (рис. 3.5): *незатопленные* – для защиты водоприемников от шуголедовых помех на реках с высоким уровнем воды в зимний период (рис. 3.5, б, г); *затопляемые* в период половодья (рис. 3.5, в), но не затопляемые при значительно более низких уровнях осеннего шугохода (рис. 3.5, а). Отметку дна ковша определяют по минимальному уровню воды. Порог водоприемных отверстий должен быть поднят над дном не менее чем на 0,5 м.

Ширину ковша по дну определяют по расходу водозабора, условной средней скорости в ковше, глубине воды в канале ковша, глубине воды между ледяным покровом и отложением наносов в ковше и заложению откосов ковша.

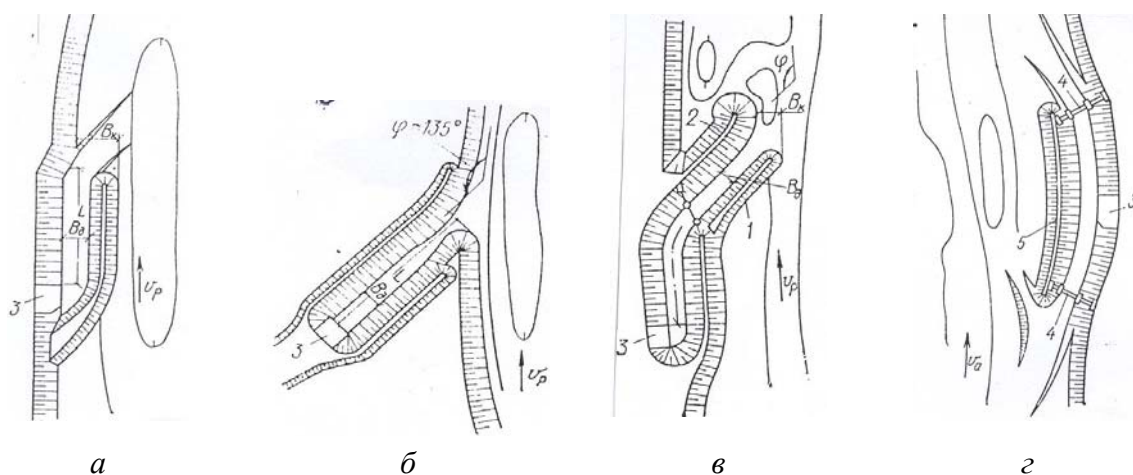


Рис. 3.5. Типы водозаборных ковшей: 1 – верховая затопляемая дамба; 2 – низовая незатопляемая дамба; 3 – насосная станция; 4 – регуляторы; 5 – незатопляемая русловая дамба

Для уменьшения избыточной заносимости ковшей наносами необходимо устраивать на их входе косую затопляемую в паводки и половодья шпору и бортовую струенаправляющую стенку.

Гребень шпоры не должен быть выше среднего уровня межени.

**Водоприемники камерного типа (колодцы).** Водоприемники камерного типа, совмещенные с насосной станцией, применяют в случае практически равных отметок заложения фундамента водозаборного сооружения или здания насосной станции, при отсутствии необходимости сокращения водоприемного фронта и ширины аванкамеры (при установке вертикальных насосов (рис. 3.6)).

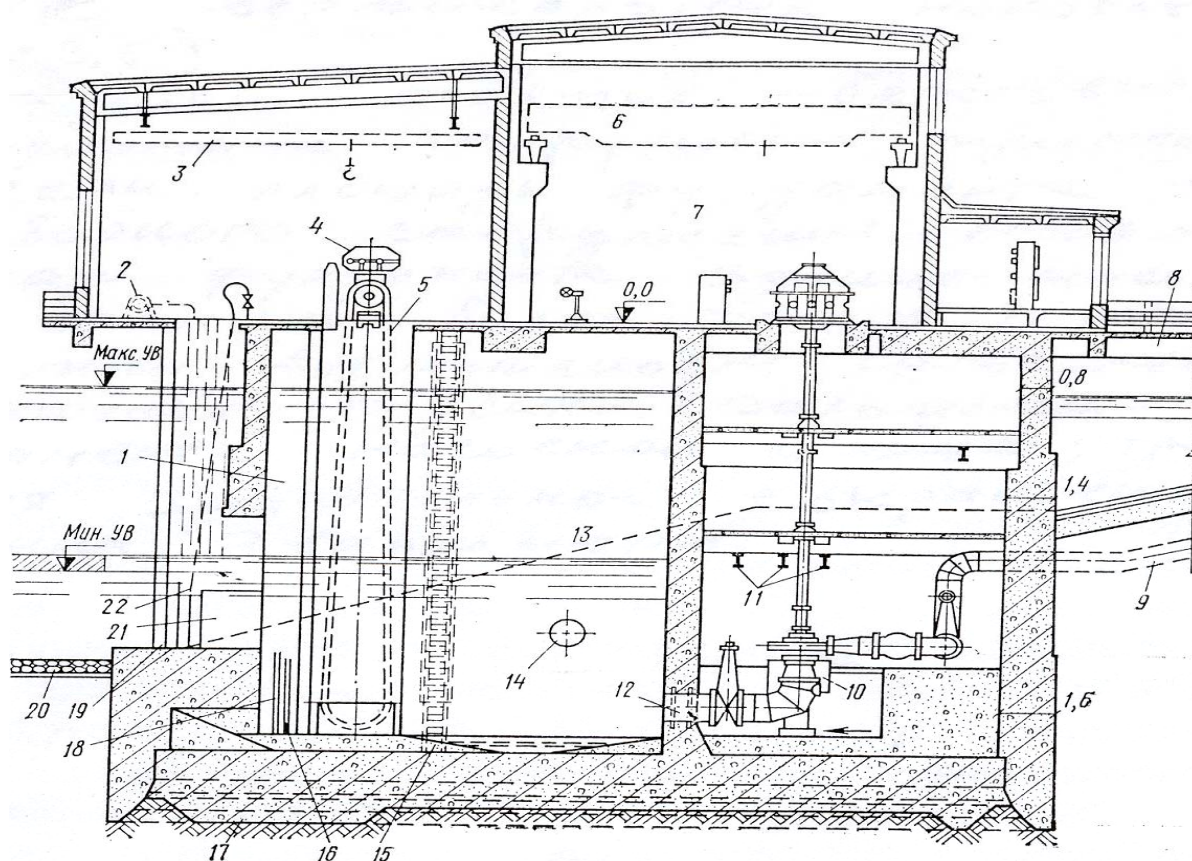


Рис. 3.6. Береговой бесплотинный (камерный) водозабор: 1 – водоприемное отделение берегового колодца; 2 – механизм подъема промывного устройства рыбозаградительной сети; 3 – кран-балка; 4 – привод и промывное устройство вращающейся сороудерживающей сетки; 5 – вращающаяся сороудерживающая сетка; 6 – мостовой кран; 7 – насосная станция I подъема; 8 – соединительный мостик; 9 – напорный трубопровод; 10 – насос; 11 – монорельс; 12 – всасывающий трубопровод; 13 – всасывающее отделение берегового колодца; 14 – перепускной патрубок; 15 – лестница-стремянка с ограждением; 16 – перфорированная труба для взмучивания осадка; 17 – зумпф строительный; 18 – всасывающий трубопровод грязевого насоса; 19 – рыбозаградительная сетка; 20 – каменная наброска крепления дна реки; 21 – водоприемные окна; 22 – промывное устройство рыбозаградительной сетки

Отдельно стоящие береговые водоприемные сооружения применяются, если площадь фундамента водозаборного сооружения меньше площади фундамента здания насосной станции бокса в два раза, есть возможность существенного уменьшения глубины заложения фундамента насосной станции, требуется значительное увеличение ширины аванкамеры.

Водоприемники всасывающих трубопроводов насосов должны обеспечивать надежный забор воды, независимость работы всасывающих трубопроводов, возможность отключения насосов без перерыва подачи воды другими насосами, а также предотвращение засасывания воздуха, плавающих предметов и сора.

*Береговые колодцы с плоскими сетками* как отдельные сооружения чаще всего применяют для забора малых расходов воды ( $1,0\text{--}1,2\text{ м}^3/\text{с}$ ), допускающих установку плоских съемных сеток, в случае оборудования водоприемных окон на оголовках решетками. Береговые колодцы выполняют из железобетона двухсекционными круглыми в плане диаметром от 4 до 8 м. Отметку дна колодца устанавливают исходя из высоты рабочей зоны части полотнища сеток, отсчитываемой от минимального уровня воды. На дне колодца делают приямок для осадка глубиной 0,7 м. Всасывающие трубопроводы заглубляют под минимальный уровень воды в колодце (не менее чем на 0,6–1,0 м) или на глубину  $h \geq 2d_{\text{вс}}$ , где  $d_{\text{вс}} = 1,3d$  – больший диаметр всасывающего патрубка. Входное сечение всасывающего трубопровода размещают выше дна на расстоянии не меньшем  $0,8 d_{\text{вс}}$ . Самотечные трубопроводы оборудуют укороченными задвижками. Внутри колодца к самотечным линиям присоединяют трубы для обратной промывки.

В береговых водоприемных колодцах водоприемные отверстия располагают по их внешней грани и снабжают необходимыми приспособлениями для опускания и подъема решеток, рыбозаградительных сеток, затворов (пазы, блоки, настенные лебедки и пр.).

В водозаборных сооружениях большой пропускной способности число секций водоприемных колодцев, оборудованных вращающимися сетками, принимается равным числу насосов.

Так как бытовые глубины рек недостаточны для размещения под уровнями межени требуемого числа водоприемных отверстий перед водоприемниками устраивают углубления дна русла в виде затопляемых самопромывающихся ковшей.

### 1.1.2. Плотинный речной водозабор

Плотинный водозаборный гидроузел представляет собой комплекс гидротехнических сооружений, включающих водоподпорное сооружение. Как правило, речные водозаборные гидроузлы бывают низконапорными (напор до 10 м).

**Регулирование режима наносов.** При плотинном водозаборе регулирование режима наносов обычно многоступенчатое. Фракции влекомых наносов диаметром более  $d_{50}$  рекомендуется задерживать в реке с помощью конструкций водозаборных гидроузлов, фракции влекомых наносов диаметром от  $d_{50}$  до  $d_{75}$  задерживаются наносоперехватывающими устройствами на канале. Полную очистку воды от влекомых наносов следует

осуществлять в отстойниках. Их необходимость и местоположение устанавливают в каждом конкретном случае [8, 15].

Отметку НПУ гидроузла назначают из условия обеспечения командования над уровнем магистрального канала в период максимального водозабора.

Компоновку и конструкции сооружений водозаборных гидроузлов на реках с небольшим содержанием наносов в потоке выбирают без учета наносов, из условия наилучшего удовлетворения требований эксплуатации на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

При проектировании сооружений водозаборных гидроузлов оросительных систем на реках с обильными влекомыми наносами при значительном коэффициенте водозабора надлежит учитывать интенсивные русловые процессы в верхнем и нижнем бьефах гидроузлов.

Компоновка и конструкции сооружений гидроузлов на реках с обильными влекомыми наносами должны обеспечивать поддержание выбранной структуры потока в диапазоне расходов воды, соответствующих перемещению влекомых наносов.

**Регулирование русла.** Регулирование русел рек производят как в верхнем, так и в нижнем бьефах [4, 7].

Регулирование русла в верхнем бьефе гидроузла производят в целях создания определенной гидравлической структуры водного потока, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации гидроузла при данном типе компоновки сооружений. Регулирование русла в верхнем бьефе способствует созданию стабильного подхода потока к сооружению и стабильности его структуры с распределением по зонам жидкого и твердого удельных расходов, а также предотвращению обхода или разрушения гидроузла рекой.

В зависимости от необходимой структуры потока, обусловленной компоновкой и конструкцией сооружений гидроузла, зарегулированному руслу в верхнем бьефе придают прямолинейную или криволинейную форму.

Регулирование русла в нижнем бьефе должно обеспечить плавное сопряжение реки с отводящим руслом, предотвращение стойкости потока, устойчивость русла к размыву, повышенную транспортирующую способность потока для удаления отложений на реках с обильными влекомыми наносами. В нижнем бьефе зарегулированное русло проектируют прямолинейной формы длиной  $(1-2) B_{уст}$ , где  $B_{уст}$  – ширина устойчивого прямолинейного русла.

Главным параметром зарегулированного русла как в верхнем, так и в нижнем бьефах гидроузлов является ширина устойчивого прямолинейного русла  $B_{уст}$ , которую для всех участков рек рекомендуется определять по формуле



$$B_{уст} = \sqrt{Q_p g H / [V_p]^3}, \quad (3.1)$$

где  $Q_p$  – руслоформирующий расход, м<sup>3</sup>/с;  $H$  – глубина в верхнем бьефе, принятая из условия обеспечения командования над уровнем воды в каналах, м;  $[V_p]$  – критическая неразмывающая скорость для руслоформирующих фракций речных отложений, м/с.

Для равнинных участков рек, сложенных мелкопесчаными отложениями, можно пользоваться формулой Х. Ш. Шапиро [7]:

$$B_{уст} = 0,16 \cdot (Q_p/i)^{0,5}, \quad (3.2)$$

где  $i$  – уклон рельефа.

*Прямолинейное зарегулированное русло* в верхнем бьефе гидроузла состоит из прямолинейного и раструбного участков (рис. 3.7). Длина прямолинейного участка (3–5)  $B_{уст}$ . Раструбный участок служит для сопряжения прямолинейного участка с естественным руслом. Угол расхождения раструбного участка по отношению к прямолинейному составляет 30–45°.

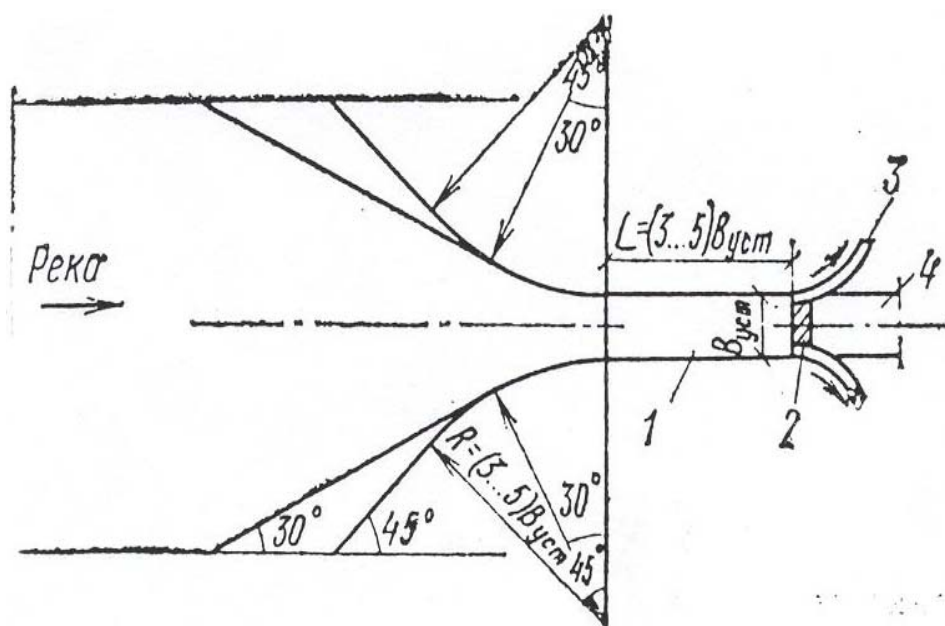


Рис. 3.7. Элементы прямолинейного зарегулированного русла:  
1 – подводящее русло; 2 – водозаборный гидроузел; 3 – канал;  
4 – отводящее русло

*Криволинейное зарегулированное русло* (рис. 3.8) назначают длиной  $(3,5-5,5) B_{уст}$ , радиус кривизны геометрической оси русла составляет  $(3-5) B_{уст}$ , центральный угол поворота – 45–70°.

При проектировании водогазоразборного гидроузла в широкой многоорукавной пойме реки сопряжение криволинейного зарегулированного русла с естественным осуществляют с помощью раструбного участка. Со

стороны вогнутого берега раструбный участок сопрягается с прямолинейным участком длиной  $(1-2) B_{уст}$ , переходящим в криволинейный радиусом  $60-70^\circ$ . Со стороны выпуклого берега раструбный участок начинается с криволинейного участка радиусом  $(1,5-2,5) B_{уст}$  и центральным углом поворота  $30-45^\circ$  и заканчивается прямолинейным участком, геометрическая ось которого составляет с линией берега  $30-45^\circ$ .

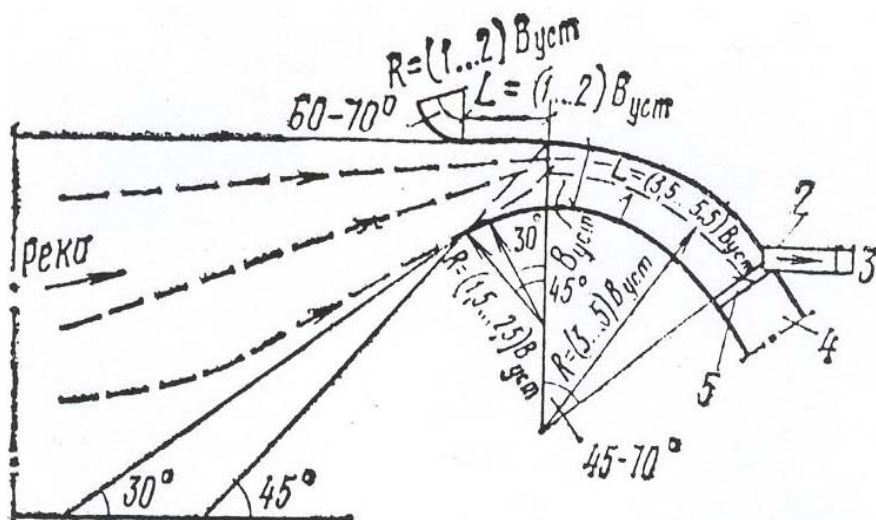


Рис. 3.8. Элементы криволинейного зарегулированного русла:  
1 – подводящее русло; 2 – водозаборный регулятор; 3 – канал;  
4 – отводящее русло; 5 – водосброс

Основным типом русловыпрямительных сооружений служат продольные струенаправляющие земляные дамбы с креплением напорного откоса каменной наброской, сборными железобетонными плитами и т. д.

## 1.2. Компоновка и конструкции водозаборных гидроузлов

По конструктивным признакам могут быть выделены следующие основные типы водозаборных узлов: боковой, фронтальный, донно-решетчатый и бычковый. На любом участке реки возможно применение как минимум двух равноценных типов водозаборного гидроузла. Предпочтительность того или иного типа гидроузла в конкретных условиях выявляют в результате детального технико-экономического сопоставления вариантов [4, 7].

### 1.2.1. Боковой водозабор

Боковой водозабор обеспечивает отвод части расхода воды из реки под углом к направлению ее течения. При боковом отводе воды из реки

возникает частичный поворот потока и развивается местная поперечная циркуляция.

В состав сооружений гидроузла при боковом водозаборе входят перегородивающая водосбросная плотина, расположенная фронтально к речному потоку, и береговые водоприемники. Регулирование наносного режима при боковом водозаборе производится [7]:

- за счет наносоперехватывающих галерей в пороге водоприемника (рис. 3.9, 3.10);

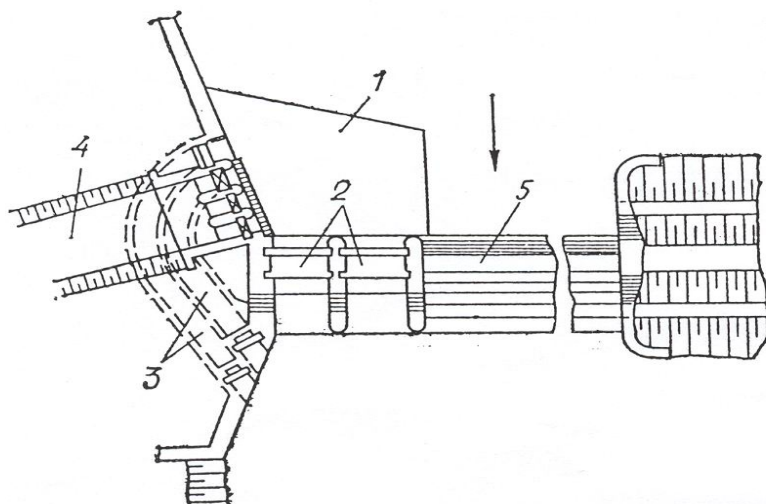


Рис. 3.9. Односторонний боковой водозаборный гидроузел: 1 – понур; 2 – промывные пролеты водосброса; 3 – наносоперехватывающие галереи; 4 – канал; 5 – автоматический водослив

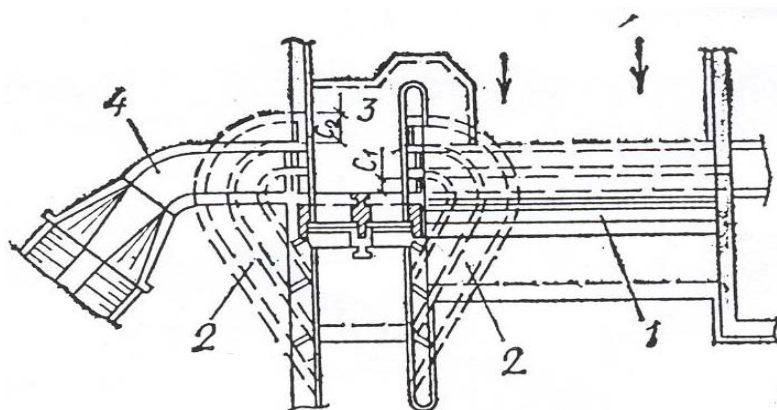


Рис. 3.10. Двусторонний боковой водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями: 1 – водосброс; 2 – наносоперехватывающие галереи; 3 – «карман»; 4 – канал

- «кармана» (рис. 3.11) с выносным горизонтальным полом на отметке порога водоприемника в верхнем бьефе гидроузла (для ограничения зоны захвата влекомых наносов и для создания условий осаждения их при периодическом промыве или для постоянного промыва в нижнем бьефе);



- наносозащитного козырька в пороге водоприемника (рис. 3.12);
- направляющих порогов с наносозащитным козырьком;
- полигонного порога водоприемника.

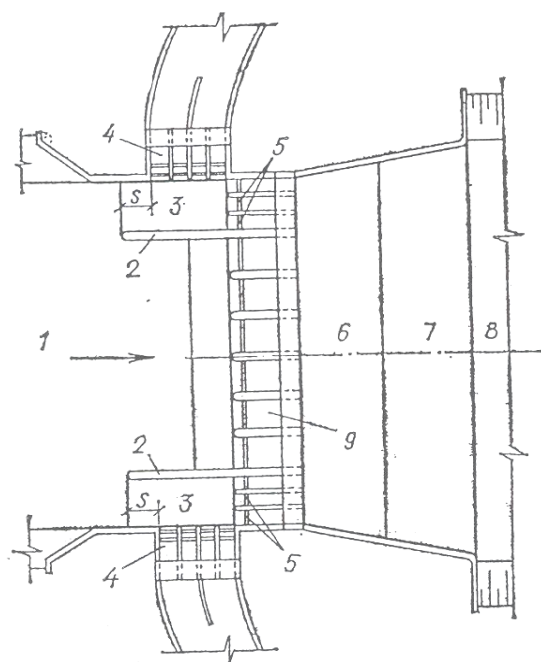


Рис. 3.11. Боковой водозаборный гидроузел с «карманами»: 1 – подводящее русло; 2 – раздельная стенка; 3 – «карман»; 4 – водоприемники; 5 – промывники; 6 – водобой; 7 – рисберма; 8 – отводящее русло; 9 – водосброс

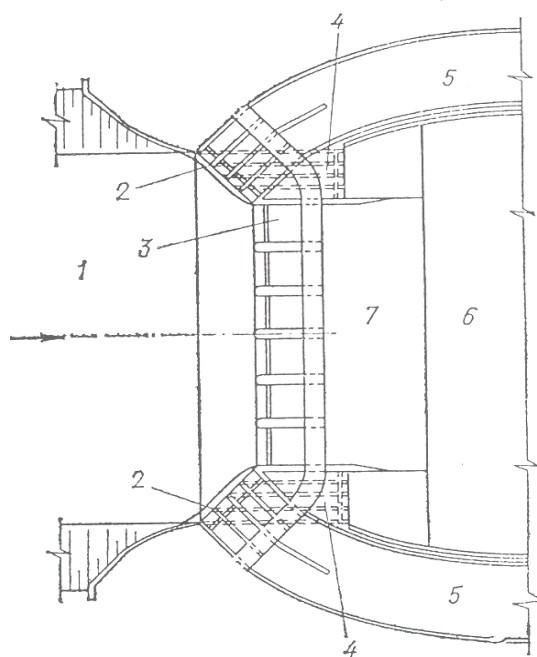


Рис. 3.12. Боковой водозаборный гидроузел с наносозащитными козырьками на пороге в водоприемнике: 1 – подводящее русло; 2 – наносозащитный козырек; 3 – водосброс; 4 – промывные галереи; 5 – канал; 6 – отводящее русло; 7 – водобой

Сплошные наносозащитные козырьки в промывных порогах водоприемников и их различные модификации используют для защиты водоприемников от попадания в них влекомых наносов в различных типах водозаборных гидроузлов: боковом, фронтальном, в том числе с искусственной поперечной циркуляцией.

Водосливная плотина может иметь несколько пролетов с разными отметками порога в зависимости от их назначения. Обязательным является устройство промывных пролетов, оборудованных затворами и обеспечивающих транзит наносов в нижний бьеф.

### 1.2.2. Водозабор с поперечной циркуляцией потока

В водозаборе данного типа использовано действие поперечной циркуляции потока, способствующее забору осветленной воды и сбросу влекомых наносов в нижний бьеф. Возникновение в речном потоке поперечной циркуляции может быть вызвано криволинейностью планового очер-

тания подводящего русла или взаимным расположением водоприемника и водосброса.

В состав сооружений гидроузла с поперечной циркуляцией входят криволинейное устройство русла шириной  $B_{уст}$  (кроме случаев создания местной поперечной циркуляции), водосброс, водоприемник и отводящее русло (рис. 3.13).

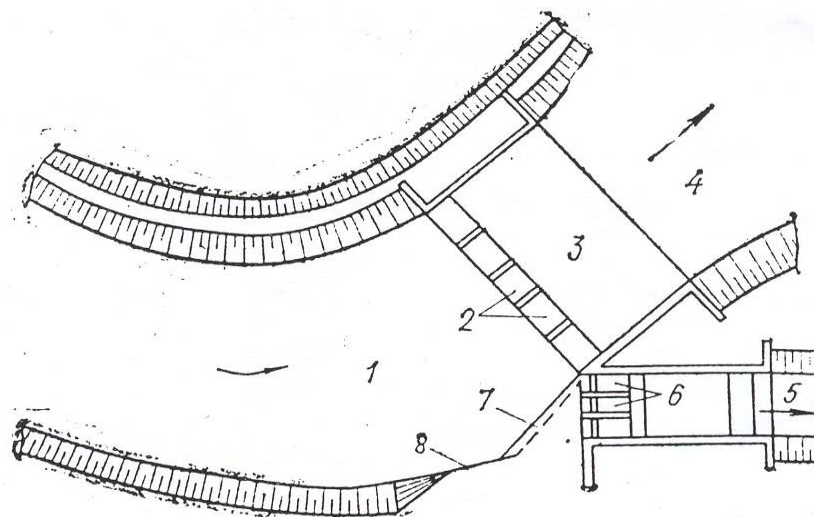


Рис. 3.13. Гидроузел с использованием поперечной циркуляции потока: 1 – подводящее русло; 2 – водосброс; 3 – водобой; 4 – отводящее русло; 5 – канал; 6 – водоприемный регулятор; 7 – выносной наносонаправляющий порог; 8 – отражатель наносов

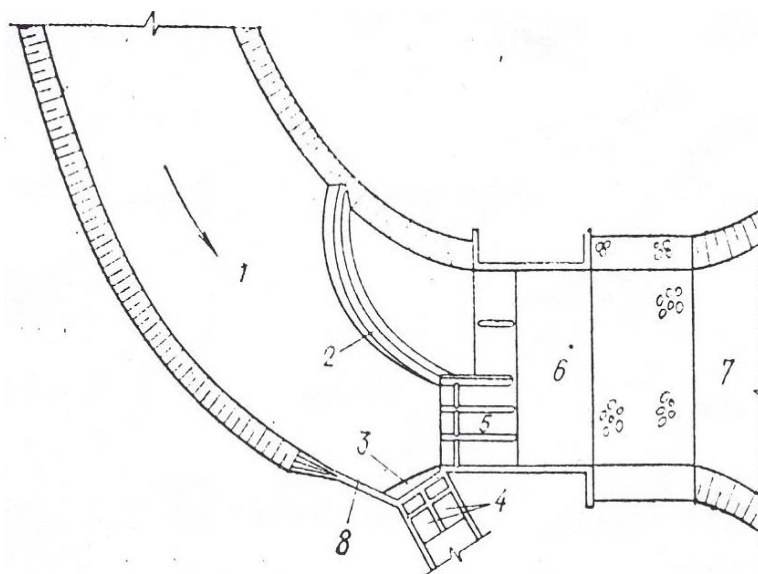
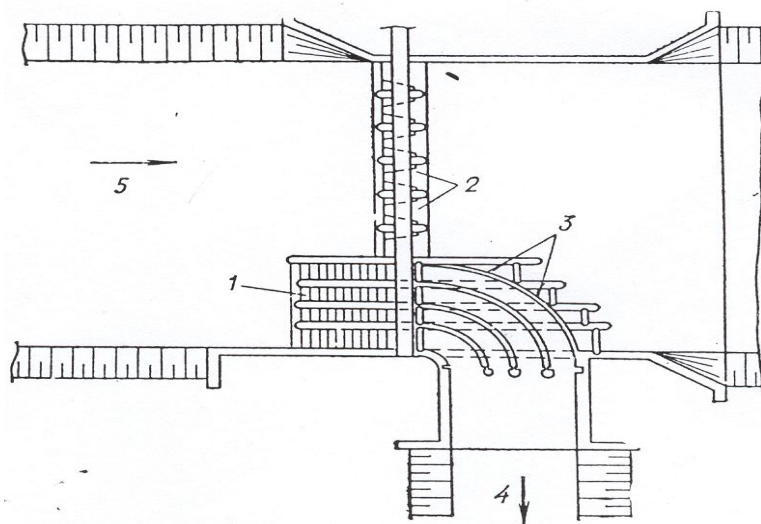


Рис. 3.14. Гидроузел с использованием поперечной циркуляции потока и криволинейным автоматическим водосбросом: 1 – подводящее русло; 2 – криволинейный автоматический водосброс; 3 – наносозащитный козырек; 4 – водоприемный регулятор; 5 – водосброс; 6 – водобой; 7 – отводящее русло; 8 – отражатель наносов

На реках со значительными колебаниями расходов при быстром нарастании паводков в состав водосбросной плотины необходимо вводить криволинейный в плане водослив – сброс на отметке НПУ гидроузла (рис. 3.14). Для поддержания слабеющей в межень поперечной циркуляции этот водослив-сброс должен быть выдвинут в верхний бьеф и располагаться между промывной частью водосбросной плотины и выпуклым берегом.

Такой водозабор обеспечивает вертикальное расслоение потока с наносами. При этом верхний осветленный слой воды забирается водоприемниками и подается через лоток в канал. Нижний слой потока, обогащенный наносами, сбрасывается через донные промывные галереи в нижний бьеф гидроузла. Фронтальный водозабор применяют в предгорных и равнинных участках рек для подачи близких по величине расходов на оба берега. Допускается применение одностороннего фронтального водозабора (рис. 3.15).



Обязательным элементом для фронтального водозабора, обеспечивающим необходимую структуру потока, является устойчивое прямолинейное подводящее русло.

Кроме того, в состав сооружений гидроузла при фронтальном водозаборе входят перегораживающее сооружение, соединяющее в себе функции водосброса и водоприемника, и отводящее русло. Центральная часть перегораживающего сооружения служит открытым одноярусным водосбросом и при необходимости выполняет функции шугосброса и соросброса. Отметку порога центрального водосброса принимают исходя из общих условий пропуска паводковых расходов и русловых деформаций. Береговые части перегораживающего сооружения делают двухъярусными. Нижнее отверстие служит донным водосбросом (промывной галереей), верхнее – водоприемником. Расчетный расход данного водосброса рекомендуется принимать не менее половины расчетного водозабора.

#### 1.2.4. Донно-решетчатый водозабор

Водозабор этого типа обеспечивает отбор осветленной части потока через решетчатый водоприемник и задержание решеткой крупных фракций влекомых наносов.

В состав сооружений гидроузла данного типа входят подводящее и отводящее русла, бетонная водоприемная донная траншея с решеткой, служащая одновременно водосбросом, и отстойник (рис. 3.16).

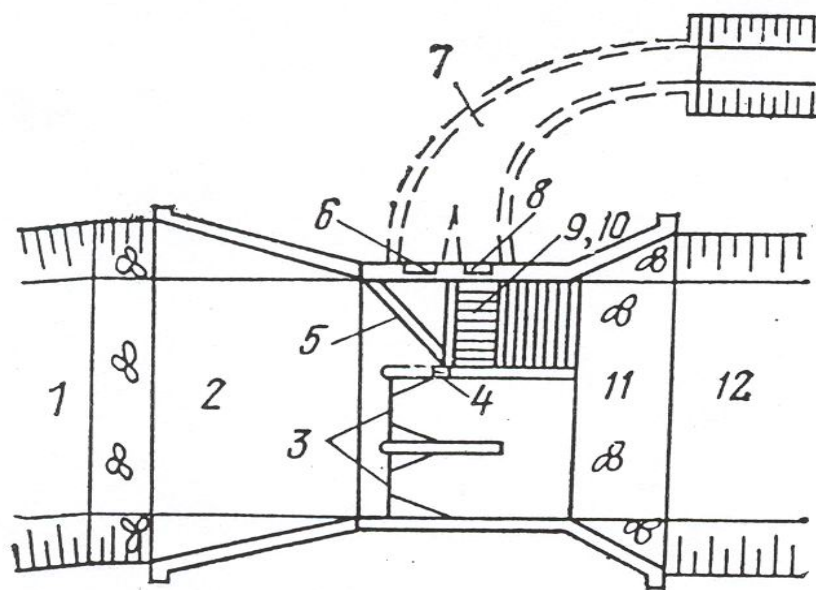


Рис. 3.16. Гидроузел донно-решетчатого типа: 1 – подводящее русло; 2 – понур; 3 – водосброс с сегментными затворами; 4 – промывник; 5 – наносонаправляющий порог; 6 – водоприемник; 7 – канал; 8 – затвор; 9 – водоприемная галерея; 10 – решетка; 11 – каменная наброска; 12 – отводящее русло

Водосброс представляет собой донный водослив со встроенной в него водозаборной траншеей, перекрытой решеткой со стержнями, свободно

опертыми нижними концами или закрепленными на опорной раме. Водосброс может иметь разную высоту порога по участкам.

При криволинейном подводящем русле водоприемный участок занимает приблизительно две трети водосбросного пролета, считая от вогнутого берега. Порог водоприемной части вогнутого берега делается поднятым (0,5–1,0 м) и наклонным к транзитной части.

Участок водосброса с пониженным порогом устраивают сплошным (примыкает к выпуклому берегу). Он служит для транзита совместно с потоком воды основной массы донных наносов. На этом участке водосброса предусматривают износоустойчивую облицовку. Водоприемную траншею рассчитывают на безнапорный режим и устраивают с переменным сечением. В конце галереи устраивают затвор.

При прямолинейном подводящем русле водозаборная траншея может располагаться по всей длине водосброса.

### **1.3. Конструкции водоприемников и их гидравлический расчет**

Пропускная способность водоприемников должна обеспечивать забор воды в соответствии с графиком водопотребления. Их расположение и конструкция подходной части в плане должны обеспечивать плавный вход воды. Кроме того, водоприемники должны быть снабжены устройствами для предотвращения попадания в них влекомых наносов, плавника, сора, шуги и льда и иметь затворы для прекращения поступления воды в водовод (канал, туннель, трубопровод и т. п.) [4].

#### **1.3.1. Конструкции водоприемников**

Высоту порога водоприемника назначают с учетом высоты бара наносов в подводящем русле. Возможная высота бара наносов при нормальном функционировании гидроузла (транзит основной массы наносов через водосброс) может быть определена по формуле В. Г. Дианова:

$$h_6 = 0,5H(1 - D_r), \quad (3.3)$$

где  $H$  – глубина воды на понуре, м;  $D_r$  – дефицит скорости на гребне бара.

Для снижения попадания влекомых наносов в водоприемник его порог должен превышать гребень бара наносов. Высоту порога можно изменять с помощью шандор.

Для межсезонного периода (грядовая форма движения влекомых наносов) высоту порога определяют по формуле

$$h_{\text{п}} = [0,5 H(1 - D_r) + 3d]k_3, \quad (3.4)$$

для паводкового периода при нарастании (спаде) паводка – по выражению

$$h_{\Pi} = [0,5 H(1 - D_r) + 5d]k_3, \quad (3.5)$$

при пике паводка

$$h_{\Pi} = [0,5 H(1 - D_r) - \Pi + 5d]k_3, \quad (3.6)$$

где  $D_r$  – дефицит скорости на гребне бара,  $D_r = 1/m$ ;  $d$  – диаметр расчетной фракции влекомых наносов;  $k_3$  – нормативный коэффициент запаса (зависит от класса сооружения);  $\Pi$  – переменная величина, характеризующая смыв бара наносов,  $\Pi = 0-0,3H$ .

Для фронтально расположенных промывных пролетов водосброса при условии подвижки бара наносов существует диапазон малых открытий затворов, при которых создаются кинематика потока, прекращающая перемещение влекомых наносов и обеспечивающая питание отверстия осветленными поверхностными слоями потока. Минимально допустимая величина открытия затвора по условию обеспечения транзита влекомых наносов может быть определена по формуле В. Г. Дианова [7]:

$$h_3^{\text{нр}} = V_{\text{пов}} H [0,18(1 - D_r)^2 + 1] / 1,44 \mu \sqrt{2gz} + V_{\text{пов}}, \quad (3.7)$$

где  $\mu$  – коэффициент расхода истечения;  $z$  – перепад уровней на затворе.

По экспериментальным данным  $h_3^{\text{нр}} \approx 0,25 H$ .

Ширину водоприемного фронта назначают из условия обеспечения расчетной пропускной способности при форсированном уровне воды в канале и НПУ – в верхнем бьефе гидроузла (при расчетном уровне в реке при бесплотинном водозаборе) с учетом расчетной высоты порога водоприемника.

От плавающего сора водоприемники (кроме донных) защищают с помощью решеток.

На реках с обильным содержанием плавающего сора, шуги и льда применяют забральные водоприемники. Забральная стенка (диафрагма) должна быть опущена ниже отметки НПУ как минимум на 1 м.

Водоприемники подразделяют на открытые, трубчатые, бычковые, донные и фильтрующие. Открытые водоприемники (рис. 3.17) применяют при напорах до 5 м. При больших напорах рекомендуется применять открытые забральные или диафрагмовые (рис. 3.18) либо трубчатые водоприемники.

*Открытые и трубчатые водоприемники* состоят из входной части со струенаправляющими стенками, понурной плитой и струенаправляющими порогами; собственно сооружения, представляющего собой железобетонную коробчатую конструкцию или трубу, в пределах которой располагаются сороудерживающая решетка, диафрагма и рабочие затворы; выходной части в виде гасителя избыточной энергии потока и участка сопряжения с каналом.



Размеры отверстий определяют гидравлическим расчетом по обычным формулам инженерной гидравлики.

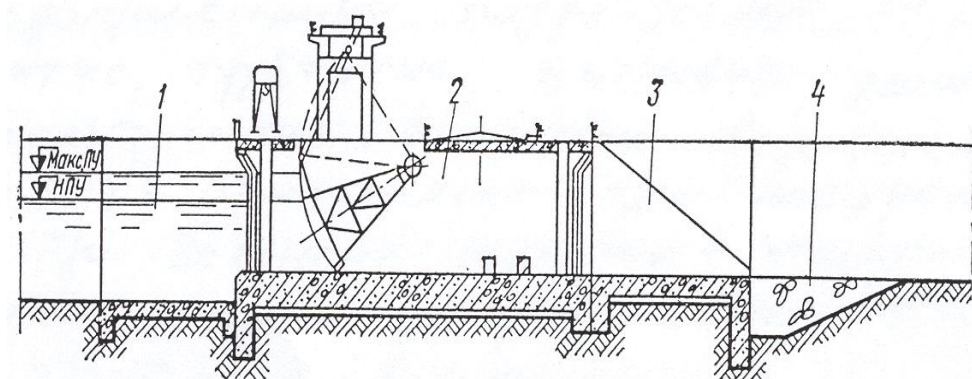


Рис. 3.17. Открытый водоприемный регулятор: 1 – входная часть; 2 – водовыпуск; 3 – выходная часть; 4 – гибкое крепление

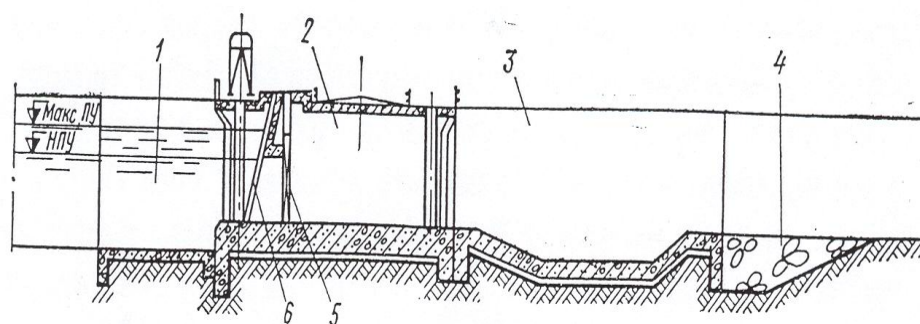


Рис. 3.18. Водоприемный регулятор с забралом: 1 – входная часть; 2 – водовыпуск; 3 – колодец-гаситель; 4 – гибкое крепление; 5 – затвор; 6 – сороудерживающая решетка

Подземный контур назначают на основе фильтрационных расчетов.

Расчет гашения энергии в нижнем бьефе водоприемника приведен ниже.

Сопряжение водобоя с земляным каналом осуществляется в виде рисбермы длиной  $(8-10)h$ , где  $h$  – глубина воды в канале.

*Бычковые водоприемники* выполняют в виде «окон» в бычке или устое. «Окна» могут быть расположены на горизонтальных и вертикальных плоскостях бычков и оборудуются решетками и затвором. Вода от водоприемных отверстий отводится по галереям внутри бычка или устоя к коллектору либо к лотку, по которому она подводится к отстойнику.

*Донные водоприемники* выполняют в виде траншей с облицовкой, перекрытых решеткой для задержания крупных фракций наносов.

Удельный расход воды над решетчатым водоприемником принимают в пределах  $3-4 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 м. При НПУ ширину водоприемника назначают не более 2 м. В связи с турбулентностью при винтообразном течении рекомендуется принимать коэффициент шероховатости  $n = 0,04$ .

Фильтрационные водоприемники подразделяются на четыре типа: с горизонтальным фильтром и выходом воды сверху вниз; с вертикальным фильтром и горизонтальным входом воды; подрусловые конструктивные. Такие водоприемники выполняют в виде дрен, галерей, лучевого водозабора и т. п. (рис. 3.19).

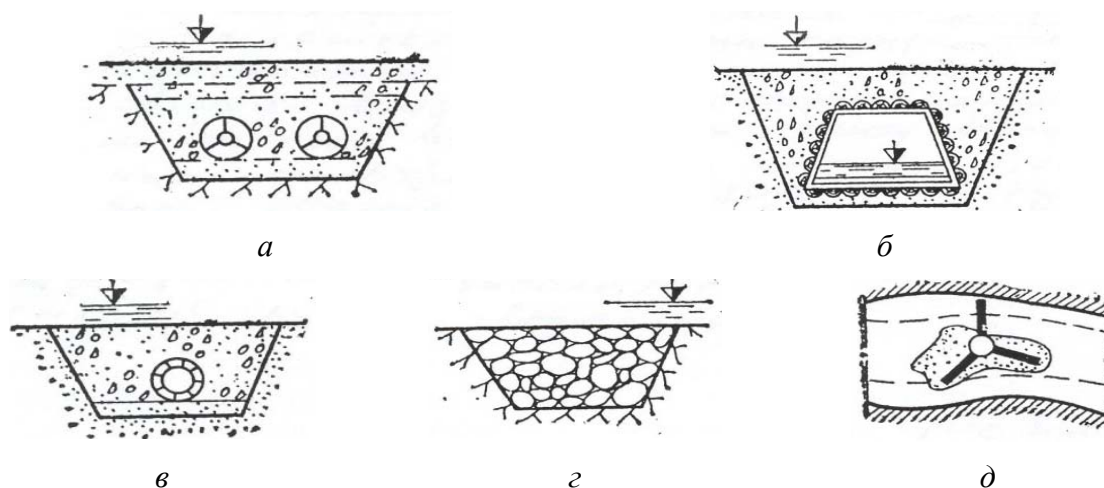


Рис. 3.19. Схемы подруловых фильтрующих водоприемников: *а* – траншейного; *б* – подруловой галереи; *в* – железобетонной перфорированной дрены; *г* – фильтрующей траншеи в скальном грунте; *д* – лучевого водозабора

В качестве фильтра могут быть использованы керамзитовые или пакетнореечные кассеты. Скорость фильтрации не должна превышать 5 см/с. Коэффициент фильтрации определяется по формуле

$$k_{\phi} = 18n\sqrt{d}, \quad (3.8)$$

где  $n$  – пористость;  $d$  – диаметр каменного материала. Скорость фильтрации  $V_{\phi} = k_{\phi}\sqrt{I}$ , потери напора в фильтре  $\Delta h = V_{\phi}/k_{\phi}^2 \cdot \delta$ , где  $\delta$  – толщина фильтра.

### 1.3.2. Проектирование водозаборных сооружений

**Пример 1.** Рассчитать бесплотинный водозабор из реки.

Расходы и уровни реки позволяют осуществлять забор по схеме бесплотинного бокового отвода. По геологическим условиям головной регулятор располагаем на некотором удалении от реки. Отвод воды осуществляется на вогнутом берегу в зоне пересечения касательной выпуклого берега с вогнутым (рис. 3.20).

**Решение.** Оптимальную дугу кривой вогнутого берега определяем по формуле Н. Ф. Даниеля [4]:



$$L = \frac{\pi R \arccos \frac{r}{R}}{180} = \frac{3,14 \cdot 575 \arccos 450/575}{180} = 390 \text{ м}, \quad (3.9)$$

где  $r$  и  $R$  – радиус кривизны выпуклого (450) и вогнутого (575) берегов.

При соблюдении указанных условий в реке (в зоне водозабора) создается структура потока, при которой большинство донных наносов отклоняется от прорези. В случае недостаточной кривизны русла проводят работы по его регулированию. Кроме того, поперечную циркуляцию потока можно усилить с помощью струенаправляющих систем проф. И. В. Потапова.

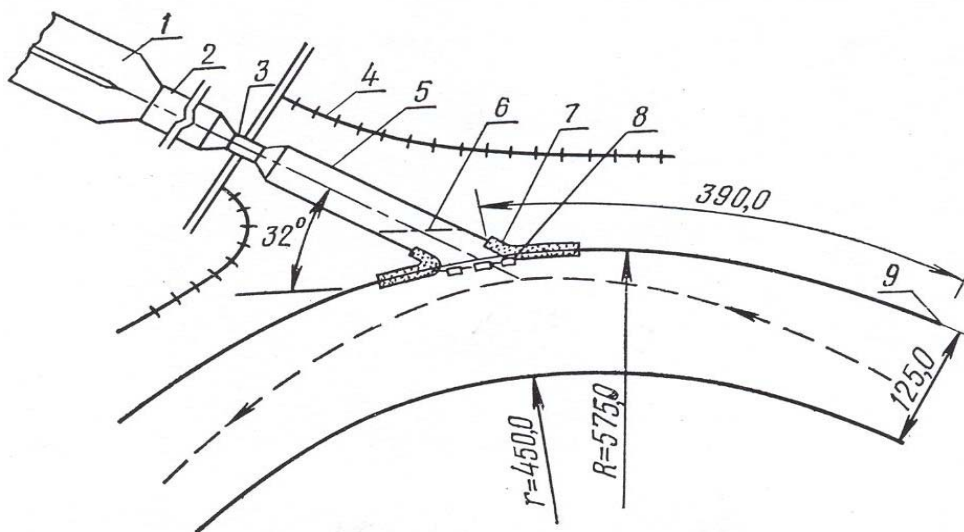


Рис. 3.20. Схема узла сооружений: 1 – отстойник; 2 – магистральный канал; 3 – головной регулятор; 4 – дамба обваловывания; 5 – подводящий канал; 6 – рыбозаградитель; 7 – крепление берега; 8 – сороудерживающее устройство; 9 – начало кривой

Береговую прорезь с головным регулятором соединяем с подводящим каналом. Ширина канала по дну  $b = 14$  м, глубина наполнения  $H = 3$  м (в паводок 6 м), заложение откоса канала  $m = 2$  и средняя скорость  $V_k = 0,59$  м/с.

Средняя скорость в реке составляет около 0,5 м/с.

Головной регулятор проектируем в виде однопролетной неразрезной коробки (рис. 3.21) с забральной стенкой, позволяющей снизить гидростатическое давление на затвор.

Оголовок подводящего канала (береговая прорезь) располагаем таким образом, чтобы искривление струй было наименьшим. Угол отвода, т. е. угол между основанием канала и направлением движения речного потока, был равен

$$\alpha = \arccos V_0/V = \arccos 0,5/0,59 = 32^\circ, \quad (3.10)$$

где  $V_0$  – средняя скорость в реке,  $V_0 = 0,5$  м/с;  $V_k$  – средняя скорость в канале,  $V_k = 0,59$  м/с.

Подводящий канал рассчитываем на максимальный расход водозабора, равный  $25,0 \text{ м}^3/\text{с}$ , с добавлением количества воды, потребного для обеспечения нормальной работы промывников, рыбозаградителя и пр.

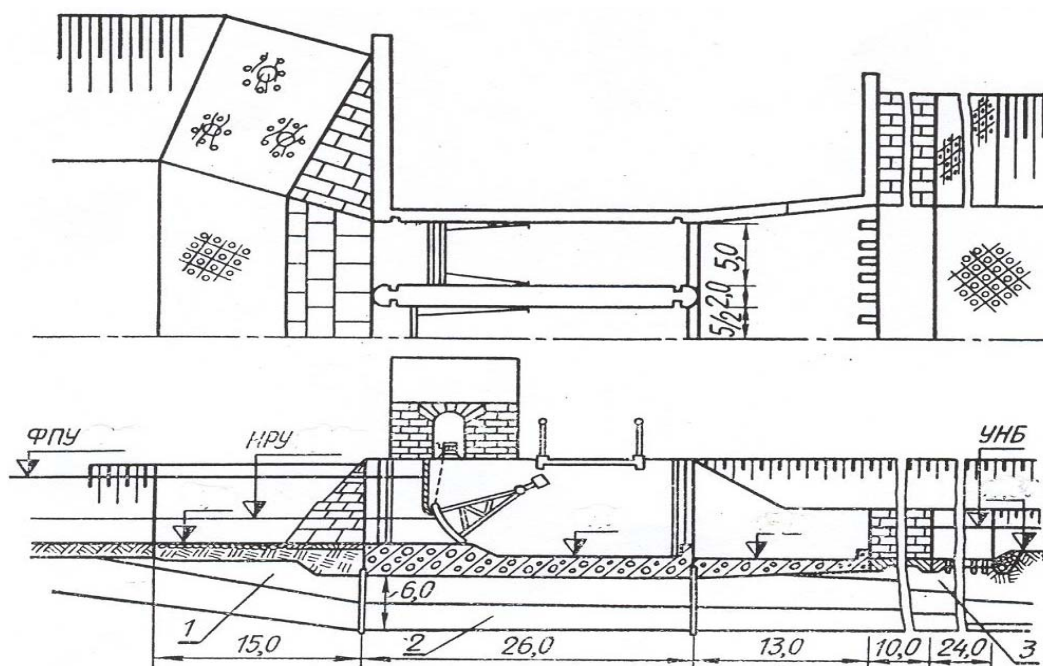


Рис. 3.21. Полуплан головного регулятора и разрез через крайний пролет:  
1 – суглинок средний; 2 – суглинок легкий; 3 – песок мелкозернистый

Ширину отверстия регулятора определяем из формулы истечения через подтопленный водослив с широким порогом:

$$Q = \varepsilon \varphi B h \sqrt{2g(I_i - h)}, \quad (3.11)$$

где  $Q$  – расчетный расход,  $Q = 25 \text{ м}^3/\text{с}$ ;  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия  $\varepsilon = 0,93$ ;  $\varphi$  – коэффициент скорости, при хорошо подобранной форме входа  $\varphi = 0,95$ ;  $H_0$  – см. рис. 3.22, б,

$$H_0 = H + \alpha V^2 / 2g = 3 + 1,1 \cdot 0,42^2 / 2 \cdot 9,81 = 3,01 \text{ м};$$

$h$  – глубина на пороге,  $h = 2,8 \text{ м}$ .

При этих данных общую ширину сооружения  $B$  определяем по формуле (3.11):

$$25 = 0,93 \cdot 0,95 \cdot 2,8 B \sqrt{19,62(3,01 - 2,8)},$$

$$25 = 2,47 B \sqrt{4,12},$$

$$25 = 2,47 \cdot 2,02 B,$$

$$B = 25 / 4,98 = 5 \text{ м}.$$

Для определения формы сопряжения бьефов и гашения энергии потока в нижнем бьефе после истечения воды через затвор необходимо рассчитать параметры гидравлического прыжка.

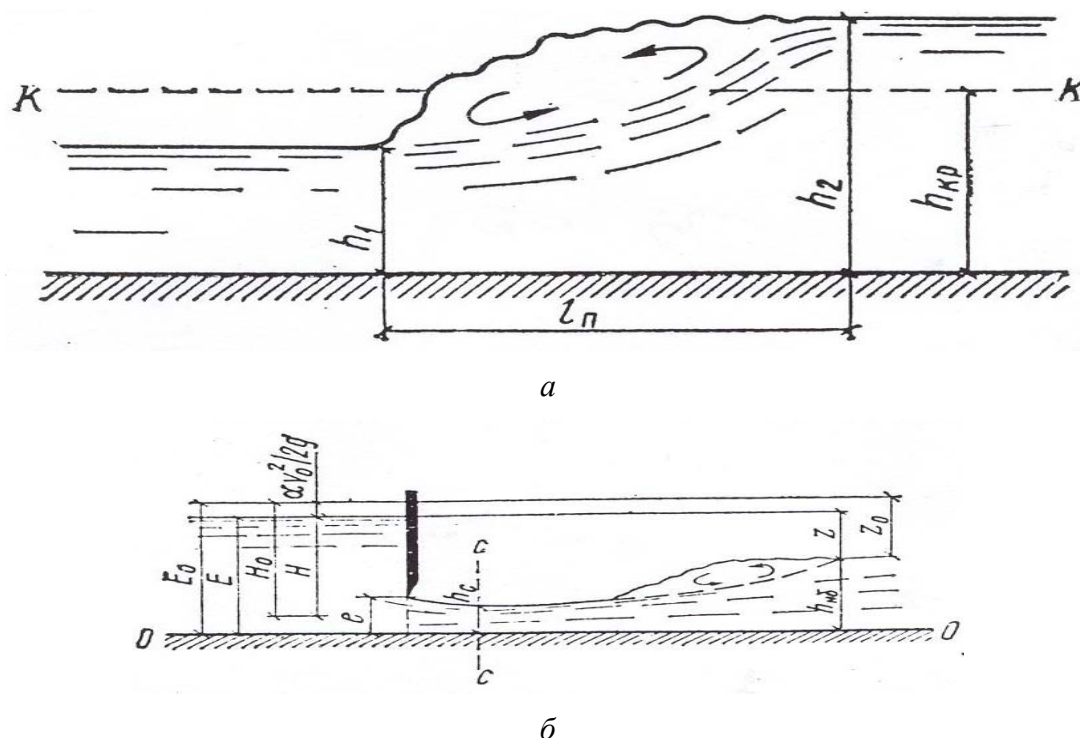


Рис. 3.22. Движение через водослив (а) и истечение из-под затвора (б)

В призматическом русле прямоугольного сечения сопряженные глубины вычисляем по формулам:

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left( 1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3} - 1 \right), \quad (3.12)$$

$$h_1 = \frac{h_1}{2} \left( 1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3} - 1 \right), \quad (3.13)$$

где  $\alpha = 1,05-1,1$ .

Вторую сопряженную глубину прыжка  $h_2$  определяют в предположении, что  $h_1 = h_c$  (см. рис. 3.22, а).

Высоту сжатого сечения  $h_c$  находим по формуле

$$q = \mu \varepsilon \sqrt{2g(H_1 - \varepsilon \bar{a})}, \quad (3.14)$$

где  $q$  – расход на единицу ширины сооружения;  $\mu$  – коэффициент скорости,  $\mu = \varepsilon \varphi$ , где  $\varphi$  определяется по табл. 3.1;  $\varepsilon$  – коэффициент вертикального сжатия,  $\varepsilon = e/H_0$ ;  $H_0$  – максимальный (паводковый) уровень в верхнем бьефе;  $e$  – высота открытия затвора.

Таблица 3.1

Приближенные значения коэффициента скорости  $\varphi$  по Н.Н. Павловскому

Сооружения	$\varphi$
Донные отверстия	0,95–1
Перепады:	
без затворов	1
с затворами	0,97–1
Водосливные сооружения плавной формы:	
без затворов при длине гладкой сливной поверхности:	
малой	1
средней	0,95
большой	0,90
с затворами	0,85–0,95

Глубину в сжатом сечении определяем при различных относительных открытиях затвора  $e$ .

**Пример 2.** Рассчитать водозабор.

**Решение.** Значения удельного расхода  $q$  при  $e = 1,2$  м определяем по формуле (3.14):

$$\begin{aligned}\mu &= e/H_0 \cdot \varphi = e/H_0 \cdot 1,0, \\ q &= 0,2 \cdot 1,2 \sqrt{2 \cdot 9,81(6 - 0,2 \cdot 1,2)} = 0,24 \sqrt{19,62(6 - 0,2 \cdot 1,2)} = \\ &= 0,24 \cdot 10,6 = 2,55 \text{ м}^3/\text{с}.\end{aligned}$$

Остальные расчеты для  $e = 1,5; 2,0$  представим в виде таблицы:

$e$	$\varepsilon = e/H_0$	$h_c = \varepsilon e$	$\mu = \varepsilon \varphi$	$2g(H_0 - \varepsilon e)$	$\sqrt{2g(H_1 - \varepsilon a)}$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$
1,20	0,20	0,24	0,20	113,00	10,60	2,60
1,50	0,25	0,38	0,25	110,30	10,50	3,94
2,0	0,33	0,66	0,33	104,80	10,20	6,70

На основании этой таблицы строим график зависимости  $h_c = f(q)$  (рис. 3.23), по которому определяем глубину сжатого сечения при удельном расходе  $q = 5 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 м длины порога водослива,  $h_c = 0,51$  м.

Вычисляем высоту поднятия затвора по формуле

$$e = \sqrt{H_1 h_c} = \sqrt{6 \cdot 0,51} = 1,75 \text{ м}.$$

Проверяем правильность определения сжатого сечения, полученного по графику,  $h_c = 0,51$  м согласно равенству уравнения формулы (3.14), для чего рассчитываем  $\varepsilon = 1,75/6 = 0,29$ ,  $\mu = \varepsilon \varphi = 0,29 \cdot 1,00$  и, исходя из удельного расхода  $q = 5 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 м, записываем

$$5 = 0,29 \cdot 1,75 \sqrt{19,62(6 - 0,29 \cdot 1,75)},$$

$$5 = 0,50 \sqrt{108},$$

$$5 = 5,09,$$

т. е. расхождение составляет  $0,09 \text{ м}^3/\text{с}$ , что вполне допустимо.

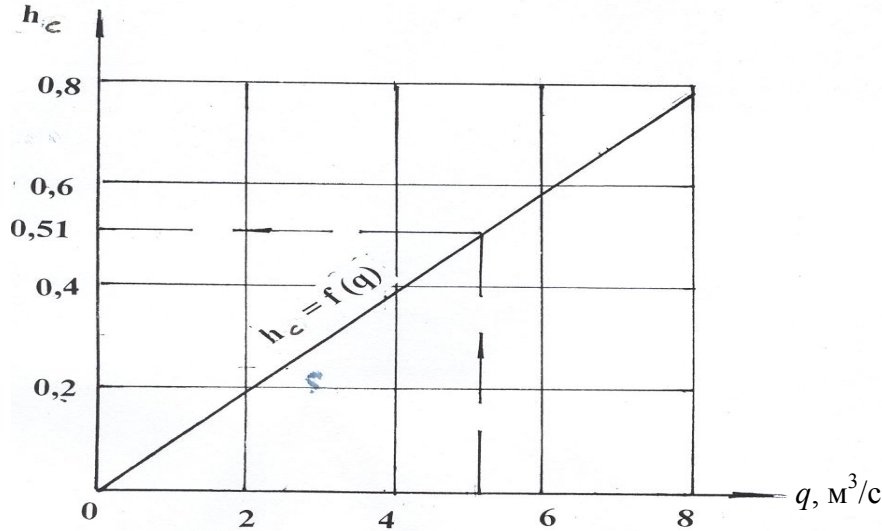


Рис. 3.23. График зависимости  $h_c = f(q)$

Определяем характер затопления нижнего бьефа за затвором регулятора при найденной глубине сжатого сечения  $h_c = 0,51 \text{ м}$ .

Предварительно рассчитываем глубину воды в отводящем канале при удельном расходе  $q = Q_{\max}/B = 25/5 = 5 \text{ м}^3/\text{с}$  на  $1 \text{ м}$  ширины регулятора по формуле

$$q = \mu \omega \sqrt{2gZ_0}, \quad (3.15)$$

где  $\mu = \varphi \varepsilon$  ( $\varphi$  согласно табл. 3.1 принимаем равной единице),  $\varepsilon/H_0 = 1,75/6 = 0,29$ ;  $\omega$  – площадь сжатого сечения;  $Z_0$  – разность уровней воды (перепад, см. рис. 3.22, б) с обеих сторон при  $q = 5 \text{ м}^3/\text{с}$ ,

$$Z_0 = q^2 / (\mu \omega)^2 2g, \quad (3.16)$$

$$Z_0 = 25 / (0,29 \cdot 1,75 \cdot 1)^2 \cdot 19,62 = 25/5,1 = 4,9 \text{ м}.$$

Глубина в нижнем бьефе (см. рис. 3.22, б) равна  $h_{н.б} = 6 - 4,9 = 1,1 \text{ м}$ .

По формуле взаимных глубин (3.13) определяем вторую сопряженную глубину  $h_2$  в предположении, что глубина прыжка  $h_1$  равна глубине сжатого сечения, т. е.  $h_1 = h_c = 0,51 \text{ м}$ :

$$h_2 = 0,51/2 \left[ \sqrt{1 + (8 \cdot 1,1 \cdot 52) / (9,81 \cdot 0,513)} - 1 \right],$$

$$h_2 = 0,26 \left[ \sqrt{1 + \frac{200}{1,3}} - 1 \right] = 0,26 \cdot 12 = 3,13 \text{ м}.$$

Правильность принятого допущения подтвердится, если  $h_2 = h_c$ . Согласно выражению (3.12)

$$h_1 = 3,13/2 \left[ \sqrt{1 + (8 \cdot 1,1 \cdot 52)/(9,81 \cdot 3,133)} - 1 \right] = \\ = 1,57 \cdot \left[ \sqrt{1 + 220/300,8} - 1 \right] = 1,57 \cdot 0,32 = 0,502 \text{ м.}$$

Разница составляет  $0,502 - 0,51 = 0,008$  м, т. е. решение подтверждается, так как  $h_1 = h_c$ .

Поскольку  $h_1 = h_c$  ( $0,51 \approx 0,502$ ), прыжок начинается непосредственно в сжатом сечении и отверстие будет незатопленным, поэтому для его гашения необходимо запроектировать водобойный колодец.

В тех случаях, когда  $h_c < h_1$ , прыжок появится на некотором расстоянии от сжатого сечения и прыжок будет незатопленным, при  $h_c > h_1$  прыжок будет затопленным и водобойный колодец проектировать не нужно.

### 1.3.3. Расчет комбинированного колодца

Чтобы избежать колодцев большой глубины и высоких водобойных стенок, устраивают комбинированные сооружения, которые образуются путем углубления водобоя и установки водобойных стенок (рис. 3.24). Высоту водобойной стенки выбирают из условия затопления струи за ней.

Глубину в сжатом сечении  $h_c$  за стеной можно определить как сопряженную с глубиной  $h_{н.б} = 1,1$  (за щитом):

$$h'_c = h_{н.б}/2 \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{2h_{кр}}{h_{н.б}} \right)^3} - 1 \right] = 1,1/2 \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{2h_{\epsilon}}{1,1} \right)^3} - 1 \right].$$

Предварительно вычисляют критическую глубину:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{1,1 \frac{52}{9,81}} = 1,4 \text{ м,}$$

тогда  $h'_c = 0,55 \left[ \sqrt{1 + \left( 2 \frac{1,4}{1,1} \right)^3} - 1 \right] = 1,76 \text{ м.}$

Затем рассчитывают  $T_{вк}$  (рис. 3.24):

$$T_{вк} = h_{ст} + H'_o = h'_c + \alpha q^2 / 2g\varphi^2 h'^2_c = 1,76 + 1,1 \cdot 52^2 / 2 \cdot 9,81 \cdot 0,95^2 \cdot 1,76^2 = \\ = 1,76 + 27,5/54,83 = 1,76 + 0,5 = 2,26 \text{ м.}$$

Напор на водобойной стенке определяют из формулы водослива:

$$H_o'' = \sqrt[3]{\left( \frac{q}{m''} \sqrt{2g} \right)^2}, \quad (3.17)$$

где  $m''$  – коэффициент расхода прямого водослива,  $m'' = 0,42$ ;

$$H_0'' = \sqrt[3]{\left(\frac{5}{0,42} \sqrt{19,62}\right)^2} = 1,93 \text{ м},$$

а затем находят высоту водобойной стенки:

$$h_{\text{ст}} = T_{\text{БК}} - H_0'' = 2,26 - 1,93 \approx 0,4 \text{ м}.$$

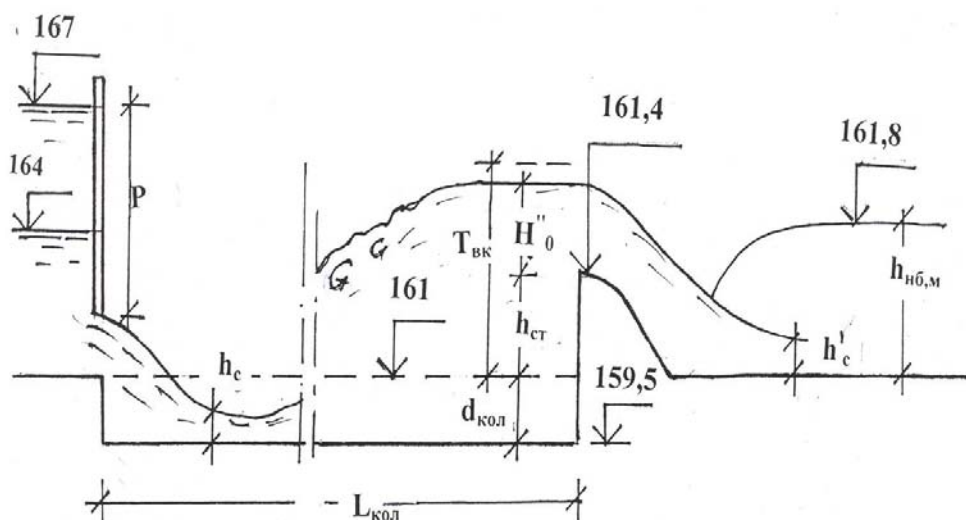


Рис. 3.24. Схема истечения из-под затвора и гидравлического прыжка к расчету водобойного колодца

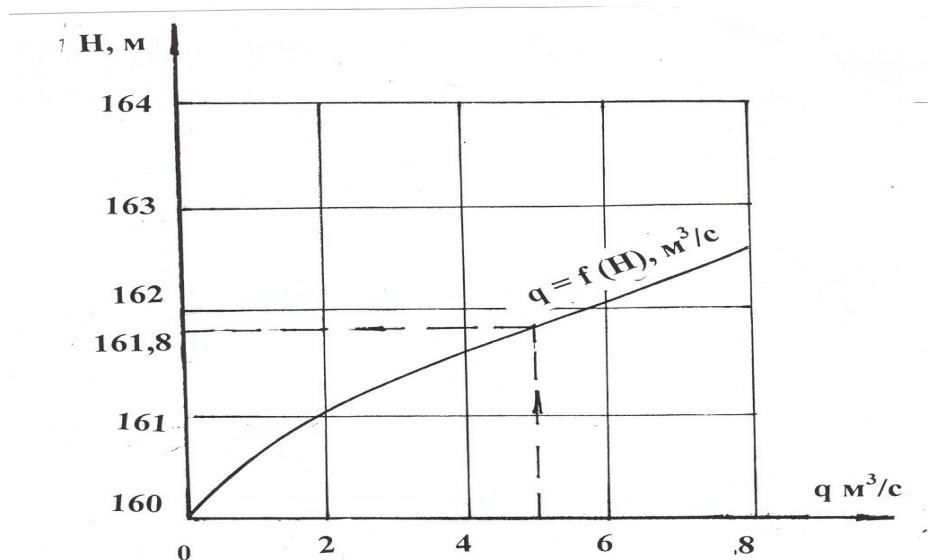


Рис. 3.25. График для определения отметок воды в нижнем бьефе

Остается определить глубину водобойного колодца из условий получения в нижнем бьефе за сооружением такой глубины, которая была бы равна или больше раздельной глубины:

$$h = h_{\text{ст}} + H_0'' - \alpha q^2 / 2g (h_{\text{ст}} + H_0'')^2, \quad (3.18)$$

$$h = 0,4 + 1,93 - 1,1 \cdot 5^2 / 2 \cdot 9,81 (0,4 + 1,93)^2 = 2,33 - 0,26 = 2,1 \text{ м.}$$

Рассмотрим два варианта глубины колодцев  $d_{\text{кол}}$ .

Для первого варианта примем  $d_{\text{кол}} = 0$ , тогда

$$T_0 = P + H_0'' = 6 + 1,93 = 7,93.$$

Определяем сжатое сечение за стенкой по формуле

$$h'_c = \frac{q}{\varphi} \sqrt{2g\dot{O}_i} = \frac{5}{0,95} \sqrt{19,62 \cdot 7,93} = 0,42 \text{ м.}$$

$$h''_c = \frac{5}{\varphi} \sqrt{2g(\dot{O}_i - h'_c)} = \frac{5}{0,95} \sqrt{19,62(7,93 - 0,42)} = 0,43 \text{ м.}$$

Затем рассчитываем сопряженную глубину в сжатом сечении  $h_{\text{разд}}$ :

$$h_{\text{разд}} = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{2h_{\text{ед}}}{h_{\text{н}}} \right)^3} - 1 \right],$$

$$h_{\text{разд}} = \frac{0,43}{2} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{2 \cdot 1,4}{0,43} \right)^3} - 1 \right] = 0,215 \cdot 16,6 = 3,6 \text{ м,}$$

$$d_{\text{кол.1}} = h_{\text{разд}} - h = 3,6 - 2,1 = 1,5 \text{ м.}$$

Для затопленного прыжка необходимо

$$T_{\text{вк}} + d_{\text{кол.1}} > h_{\text{разд}}.$$

В нашем случае имеем

$$2,26 + 1,5 = 3,76 > 3,6.$$

Условие выполняется при минимальном расходе на 1 пог. м.

Для второго варианта имеем

$$T_0 = P + H_0'' + d_{\text{кол.1}} = 6 + 1,93 + 1,5 = 9,43 \text{ м,}$$

$$h'_c = 5 / 0,95 \sqrt{19,26 \cdot 9,43} = 5 / 12,92 = 0,39 \text{ м,}$$

$$h_{\text{разд}} = \frac{0,39}{2} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{2 \cdot 1,4}{0,39} \right)^3} - 1 \right] = 0,195 \cdot 18,3 = 3,56 \text{ м,}$$

$$d_{\text{кол.2}} = h_{\text{разд}} - h = 3,56 - 2,1 = 1,46 \text{ м,}$$

$$h_{\text{ст}} + H_0'' + d_{\text{кол.2}} = 0,4 + 1,93 + 1,46 = 3,79.$$



Поскольку  $3,79 > 3,56$ , т. е. гидравлический прыжок затоплен, окончательно принимаем высоту водобойной стены  $h_{ст} = 0,4$  м и глубину водобойного колодца  $d_{кол} = 1,5$  м.

Определяем длину водобойного колодца по формуле

$$\begin{aligned} L_{кол} &= 0,8l_{пр} = 0,8 \cdot 2,5(1,9h_{разд} - h_c), \\ L_{кол} &= 0,8 \cdot 2,5(1,9 \cdot 3,56 - 0,39) = 12,78, \end{aligned} \quad (3.19)$$

принимаем длину колодца 13 м.

Рассчитаем глубину потока в нижнем бьефе  $h_{н.б}$  за водобойной стеной.

Глубину воды  $h_{н.б}$  определяем по графику  $q = f(H)$  (см. рис. 3.25). Принимаем за начальную отметку 161, которая соответствует отметке гребня водослива и дну отводящего канала.

Для построения графика  $q = f(H)$  используем формулу

$$q_v = \sigma_{\pi} m \sqrt{2g \dot{I}_i^{3/2}}, \quad (3.20)$$

где  $\sigma_{\pi}$  – коэффициент подтопления,  $\sigma_{\pi} = 1$ ;  $m$  – коэффициент расхода, принимаемый в зависимости от высоты порога к напору на его гребне,  $m = (0,341 - 0,385) \cdot k$ , здесь  $k$  – поправочный множитель,  $k = 1 - 1,14$ . Принимаем значение  $m = 0,45$  для порога практического профиля.

Расчет представляем в виде таблицы:

$H, \text{ м}$	$\sigma_{\pi} m \sqrt{2g} = 1,99 \sqrt{\dot{I}_i^{3/2}}$	$H^{3/2}, \text{ м}$	$q, \text{ м}^3/\text{с}$	Отметки уровней в нижнем бьефе
1,0	1,99	1	1,99	161
2,0	1,99	2,8	5,62	162
3,0	1,99	5,19	10,32	163
4,0	1,99	8,00	15,92	164

Согласно данным таблицы построим график  $q = f(H)$  (рис. 3.25), по которому  $\Delta 161,8$ .

Отметка  $h_{н.б} = \Delta 161,8 - \Delta 161 = 0,8$  м.

## Глава 2

### ВОДОСБРОСЫ И ВОДОВЫПУСКИ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

В составе речных гидроузлов обычно предусматривают водопропускные сооружения, подразделяемые по назначению на два характерных вида: водосбросы и водовыпуски.

**Водосбросы** предназначены для пропуска из водохранилища в нижний бьеф паводковых расходов при заданных расчетных уровнях воды в верхнем бьефе, пропуска льда, шуги и других плавающих тел в нижний бьеф; транзита влекомых наносов в нижний бьеф (для сооружений небольших размеров). На рис. 3.26 приведены водосброс на Менгечаурской ГЭС.

**Водовыпуски** используют для постоянных полезных пропусков воды из водохранилища в нижний бьеф, диктуемых водохозяйственными требованиями; для полного или частичного опорожнения водохранилища в целях ремонта сооружений, расположенных в верхнем бьефе; для частичного или полного промыва наносов, отложившихся перед сооружением. Входные отверстия водовыпуска располагают обычно на отметках, обеспечивающих возможность разработки водохранилища до заданного уровня.

При выборе типов и размеров водосбросов и водовыпусков следует рассматривать возможность совмещения их функций в одном сооружении, а также возможность использования водовыпуска сначала для пропуска строительных расходов воды.

Проектирование водосбросных и водопропускных сооружений производится согласно требованиям СНиП 2.06.01–85.

При проектировании постоянных речных гидротехнических сооружений расчетные максимальные расходы воды необходимо принимать исходя из ежегодной вероятности превышения (обеспеченности), устанавливаемой в зависимости от класса сооружений для двух расчетных случаев – *основного* и *поверочного* (табл. 3.2). При этом расчетные гидрологические характеристики следует определять по СНиП 2.01.14–83.

Расчетный расход воды, подлежащий пропуску в процессе эксплуатации через постоянные водопропускные сооружения гидроузла, необходимо определять исходя из расчетного максимального расхода, полученного в соответствии с вышесказанным.

Пропуск расчетного расхода воды для основного расчетного случая должен обеспечиваться, как правило, при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа через эксплуатационные водосбросные устройства при полном их открытии.



*а*



*б*

Рис. 3.26. Водосброс на земляной плотине из водохранилища Менгечаурской ГЭС (фото автора): *а* – водосброс; *б* – отводящий канал

Таблица 3.2

Ежегодная вероятность превышения  $P$ , %, расчетных максимальных расходов

Расчетные случаи	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1,0

Размеры (ширину и высоту) прямоугольных водопропускных отверстий, перекрываемых затвором, принимают в соответствии с требованиями СНиП II-50–74, а именно: пролеты отверстий (размер в свету), м – 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,25; далее с градацией 0,5; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0; 10; далее с градацией 2,0 до 30; высота отверстий (от порога НПУ), м – 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; ... (через 0,25 м); 3,0 ... (через 0,5 м); 9,0; 10,0; ... (через 1,0 м); 20,0.

## 2.1. Водосбросы

Применяемые в речных гидроузлах с глухими плотинами типы водосбросов определяются в основном местными топографическими, геологическими, гидрологическими и эксплуатационными условиями, диктуемыми производством работ по возведению различных сооружений гидроузла.

### 2.1.1. Типы водосбросов

По расположению в узле сооружений водосбросы подразделяются в основном на две группы: водосбросы береговые (вне тела плотины) и водосбросы в теле плотины.

**Водосбросы в теле земляных и каменно-набросных плотин** располагают либо непосредственно в русле, либо в пойме реки (рис. 3.27).

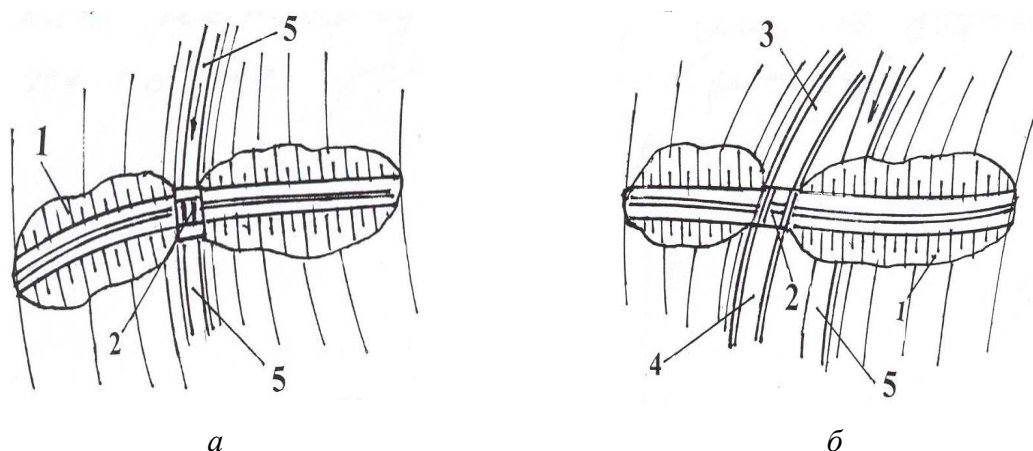
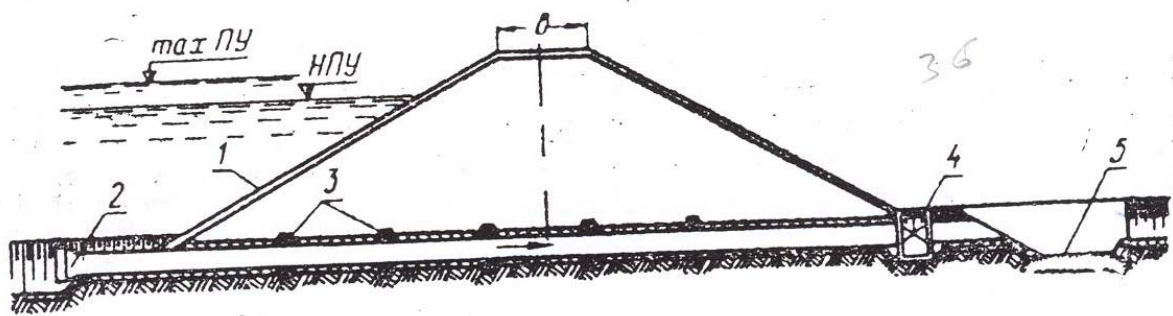
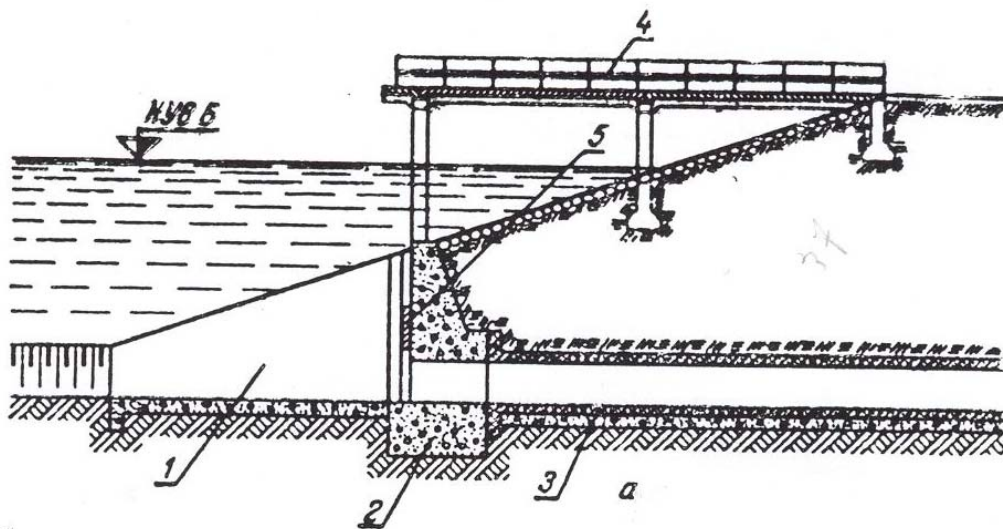


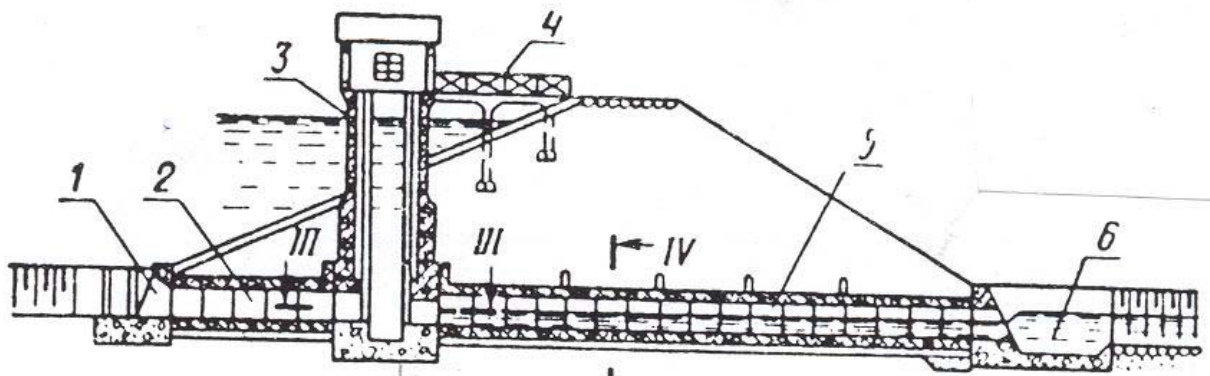
Рис. 3.27. Типы водосбросов в теле грунтовых плотин: *а* – русловой; *б* – пойменный; 1 – плотина; 2 – водосброс; 3 – подводящая часть; 4 – сбросная часть; 5 – река



a



б



в

Рис. 3.28. Типы водовыпусков: а – напорная труба: 1 – крепление верхнего откоса; 2 – входной оголовок трубы; 3 – диафрагма; 4 – смотровой колодец и задвижка; 5 – водобойный колодец; б – оголовок водовыпуска со служебным мостом: 1 – входная часть; 2 – бетонный оголовок; 3 – труба; 4 – служебный мост; 5 – затвор; в – башенный водовыпуск: 1 – оголовок; 2 – подводящая труба; 3 – башня; 4 – служебный мост; 5 – отводная труба; 6 – водобойный колодец



В конструктивном отношении их делят на открытые и трубчатые водосбросы. *Открытые* водосбросы по форме и условиям работы аналогичны бетонным водосливным плотинам. *Трубчатые* водосбросы отличаются лишь тем, что требуют более сложных сопрягающих устройств в примыканиях водосливной плотины к грунтовой для защиты последней от размыва. Трубчатые водосбросы, устраиваемые в грунтовых плотинах, работают в условиях напорного потока.

**Береговые водосливы** существенно отличаются от водосбросов в теле плотины. Их выполняют в виде открытых водосбросных каналов, туннелей и различных сочетаний водослива с каналом, шахтой и туннелем.

По типу оборудования водосливной части водосбросы подразделяют на *управляемые* (с затворами и механизмами для их подъема и опускания) и *автоматического действия*. Последние бывают без затворов (открытый водослив, сифон) и с затворами, отрегулированными на их поднятие при достижении уровнем воды заданной отметки.

По конструктивному оформлению водосливы могут иметь много разновидностей: трубчатые, береговые открытые, траншейные, шахтные, туннельные и др. (рис. 3.28).

Трубчатые водосливы устраивают в теле грунтовых плотин в основном небольшой высоты (рис. 3.28, а). Важным преимуществом этих водосливов является возможность их комплексного использования — сначала для пропуска строительных расходов, а затем, в период эксплуатации гидроузла, в качестве водосбросов и водоспуска.

*Береговые открытые водосбросы* устраивают на гидроузлах как с грунтовыми, так и бетонными глухими плотинами (рис. 3.29).

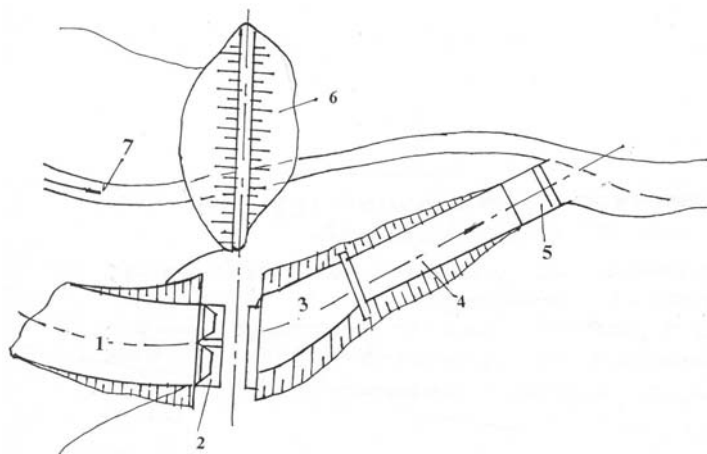


Рис. 3.29. Береговой открытый водосброс: 1 — подводный канал; 2 — головная часть в виде водослива; 3 — отводящий промежуточный канал; 4 — сбросная часть (быстроток); 5 — концевая часть; 6 — грунтовая плотина; 7 — русло реки

Располагают их, как правило, на одном берегу, иногда — на двух берегах (лишь при значительных сбросовых расходах).

### 2.1.2. Конструкции береговых водосбросов

Открытые береговые водосбросы состоят из трех основных частей: подводящего канала, водослива фронтального типа, регулирующего сбрасываемый расход, и водоотводящего устройства.

**Подводящий канал** должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он имеет обычно криволинейное очертание и переменную ширину вдоль потока. При больших глубинах канал часто выполняют с горизонтальным дном, а при малых глубинах – с обратным уклоном для обеспечения более равномерного и плавного входа в него воды. Откосы и дно канала в скальных грунтах не укрепляют, а в нескальных – покрывают защитной одеждой, но лишь в зоне его примыкания к водосливу, если скорость потока превышает допустимые для неукрепленного грунта. Поперечное сечение подводящего канала трапецеидальное с заложением откосов примерно 1,5–2,5 в нескальных и 0,5 в скальных.

**Водосливная часть** представляет собой невысокую водосливную плотину, имеющую прямолинейное очертание в плане. Иногда для увеличения длины водосливного фронта в стесненных условиях водосливу придают криволинейную или даже более сложную зигзагообразную форму.

В конструктивном отношении водосливная плотина открытого берегового водосброса аналогична сооружениям из бетонных и железобетонных плотин. Наиболее часто выполняют водослив с низким порогом, реже практического профиля. Особенностью водослива берегового водосброса является отсутствие с его низовой стороны устройства для гашения энергии сбрасываемого расхода, как это делается на регуляторах водозаборных сооружений [7].

**Водоотводящее устройство** в береговых открытых водосбросах включает, как правило, отводящий промежуточный канал, сопрягающее сооружение в виде быстротока или в отдельных случаях в виде многоступенчатого перепада и устройства для гашения энергии потока.

**Отводящий промежуточный канал** устраивают для выравнивания потока и подвода его к сопрягающему сооружению. Дно и откосы канала укрепляют бетонной одеждой, толщину которой принимают в зависимости от скорости потока и геологических условий.

**Быстротоками** называют сопрягающие сооружения в виде лотка, которые переводят воду с большими скоростями из верхнего канала в нижний. Вода при этом от днища и стен не отделяется.

Быстроток состоит из входа, лотка (водоската), успокоителя и выходной части, соединяющей лоток с нижним каналом (рис. 3.30) [4].

Входящую часть быстротока рассчитывают и выполняют в виде раструба. Лотку быстротока придают прямоугольное, трапецеидальное или более сложное поперечное сечение. Прямоугольное сечение способствует созданию условий для устойчивого движения потока как в лотке, так и на

выходе с меньшей вероятностью возникновения сбегających волн в лотке и сбойности на входе. При трапецидальном сечении получается меньшая стоимость сооружения за счет замены бортов на подпорные стенки с наклонной гранью или облицовку, но вероятность возникновения сбойности или сбегających волн здесь, как правило, больше.

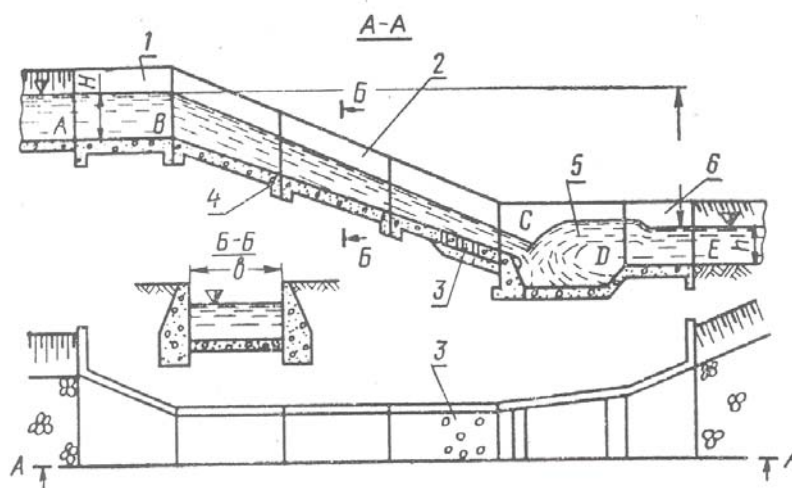


Рис. 3.30. Бетонный быстроток: 1 – вход; 2 – лоток; 3 – отверстия в плитах; 4 – швы; 5 – водобойный колодец; 6 – выход

По конструкции лотка различают быстротоки гладкие, струйные и с искусственной (повышенной) шероховатостью [4, 7].

Лоток гладкого (наиболее распространенного) быстротока имеет конструктивно-осадочные швы через 5–15 м по длине. Если сооружение из бетона, то делают еще и продольные швы, которые отделяют днище от бортов, выполненных в виде подпорных стенок или облицовок (при трапецидальном сечении). Со стороны основания под швами устанавливают обратные фильтры, предупреждающие возможные вымывы грунта.

Днище – флютбет быстротока выполняют постоянной толщины, равной 0,2–0,5 м.

На определенной длине лотка наблюдается кривая спада свободной поверхности потока, положение которой позволяет назначать высоту бортов.

В том случае, когда быстроток, следуя рельефу местности, устроен с уклоном больше допустимого по скорости, т. е. [19]

$$J_6 > J_d = \frac{V_d^2}{C^2 R}, \quad (3.21)$$

где  $V_d$  – допустимая скорость для данного материала сооружения;  $C$  – коэффициент Шези;  $R$  – гидравлический радиус; в концевой части лотка скорость достигает величины, опасной для материала сооружения. Для огра-



ничения скорости в пределах всего этого участка делается повышенная (искусственная) шероховатость. Длину участка определяют, ориентируясь на глубину:

$$h_d = \frac{q}{V_d}, \quad (3.22)$$

где  $q$  – удельный расход.

Повышенная шероховатость создается за счет размещения на дне лотка, реже по его бортам неровностей в виде брусков, зубьев, шашек, поперечных и зигзагообразных стенок, увеличивающих коэффициент шероховатости иногда в десятки раз. Задавая высоту элементов  $b$ , принимая расстояние между элементами  $(8-10) b$  и ширину бруска (шашки)  $(0,8-1) b$ , подбирают конструкцию, поддерживающую на всей длине равномерную скорость в заданных пределах.

*Многоступенчатые перепады* применяют при значительных уклонах местности ( $i \geq 0,25$ ) и небольших удельных расходах (до  $15 \text{ м}^3/\text{с}$ ).

Перепады бывают открытые ступенчатые и полунапорные. Чаще устраивают открытые перепады, состоящие из входа, ступеней и выхода (рис. 3.31). В таком сооружении, протекая со ступени на ступень, поток, отрываясь от гребня стенки падения, часть пути совершает в свободном полете, падая на слой воды очередной ступени. Происходит соударение струй, резкое изменение скорости и их направлений. Все это приводит к интенсивному гашению энергии.

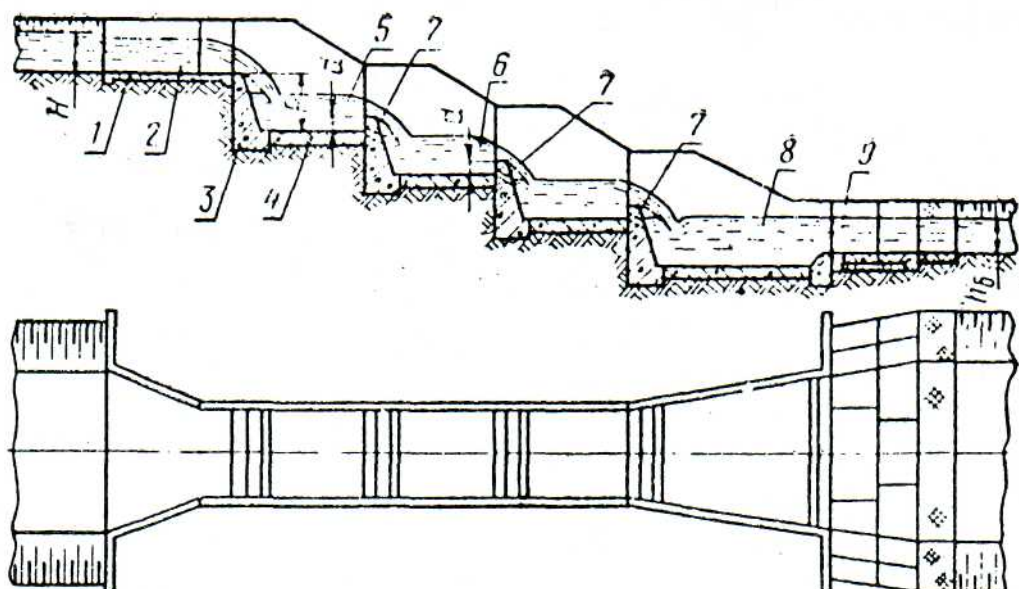


Рис. 3.31. Многоступенчатый бетонный перепад: 1 – понур; 2 – вход; 3 – стенка падения; 4 – водобойная плита; 5, 6 и 8 – ступени; 7 – сливные отверстия; 9 – выход;  $P$  – высота стенки падения;  $d$  – высота водобойной стенки

Перепад может иметь от одной до нескольких ступеней и прямоугольное или трапецеидальное поперечное сечение. Ступень выполняют по типу водобойного колодца, ограниченного в начале уступом (стенкой падения) и в конце водобойной стенкой. Высоту стенки падения  $P$  принимают до 3–5 м, а число ступеней определяют по формуле [19]

$$n = \frac{Z}{P-d}, \quad (3.23)$$

где  $Z$  – разность уровней воды подводящего и отводящего каналов;  $d$  – высота водобойной стенки.

Входную часть перепада оформляют в виде раструба, назначая длину понура 2–5 напоров. Ширину перепада устанавливают в соответствии с шириной входа, который при прямоугольном поперечном сечении рассчитывают по формуле истечения через свободный водослив с широким пробором:

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot b \cdot H_0^{3/2} \sqrt{2q}, \quad (3.24)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент расхода для водослива с широким порогом,  $\varepsilon = 0,32$ – $0,385$ ;  $m$  – коэффициент бокового сжатия;  $b$  – ширина входа;  $H_0$  – напор на пороге с учетом скорости подхода.

Расчет ступеней перепада сводится к определению размеров ступени и высоты водобойной стенки, достаточных для подтопления прыжка и размещения его в пределах ступени. Сжатие  $h_e$  и сопряженную  $h_c''$  глубину на ступени определяют из зависимостей

$$q = h_e \cdot \varphi \sqrt{2q(H_0 + P + h_e)}, \quad (3.25)$$

$$h_c'' = \frac{h_e}{2} \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_e^2}} - 1, \quad (3.26)$$

где  $q$  – удельный расход;  $\varphi$  – коэффициент скорости, имеющий следующие значения:

$P, \text{ м}$	1	2	3	4	5
$\varphi$	0,97	0,94	0,91	0,89	0,87

$H_0$  – напор с учетом скорости подхода;  $P$  – высота стенки падения.

Для затопления прыжка должно соблюдаться неравенство

$$Kh_c'' \leq d + H', \quad (3.27)$$

где  $H'$  – напор над гребнем водобойной стенки, определяемый по формуле истечения через тонкую стенку при  $m = 0,42$ ;  $d \leq 0,25(P + H_0)$ .

Длину ступени вычисляют по формуле

$$L = l_{\text{отл}} + \sigma \cdot l_{\text{пр}}, \quad (3.28)$$

где  $l_{\text{отл}}$  – длина отлета струн;  $l_{\text{пр}}$  – длина прыжка.

Обычно рассчитывают первую и последнюю ступени. Для всех ступеней, кроме последней, принимают  $K = 1,05–1,15$  и  $\sigma = 1$  и более.

Высоту продольных стенок устанавливают с учетом того, что запас бортов над уровнем воды в сооружении должен быть на 30 % больше, чем в регуляторах.

*Сборные сопрягающие сооружения* применяются на оросительных системах и подразделяются на трубчатые быстротоки и шахтные перепады сборной конструкции. Трубчатый быстроток-регулятор (рис. 3.32, 3.33) состоит из входного оголовка с плоским затвором и винтовым подъемником, водопроводящей железобетонной или асбестоцементной трубы и выходного оголовка. Последний состоит из горизонтально уложенной трубы с диаметром, превышающим диаметр наклонной трубы, и гасителей энергии. Сооружение может работать в напорном, полунпорном и безнапорном режиме [19].

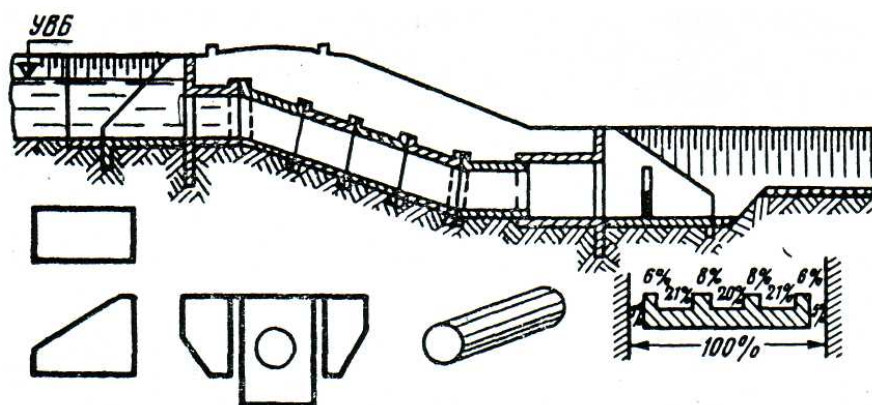


Рис. 3.32. Трубчатый быстроток-регулятор сборной конструкции

В шахтном перепаде (рис. 3.33) обеспечивается постоянный напорный режим в горизонтальной трубе. Это улучшает условия распределения потока в нижнем бьефе.

*Консольный сброс* (рис. 3.34) устраивают для отвода воды из водохранилища и сброса ее в конце каналов в ближайшие понижения местности. Сооружение состоит из входа и лотка типа быстротока. Нижнюю струенаправляющую часть лотка (консоль) располагают над откосом на глубоко опущенных в грунт опорах [4, 18].

Дорогостоящий успокоитель, рисберму и крепление грунта на всем участке повышенных скоростей за сооружением здесь не делают. Вода, падая с консоли, размывает грунт, образуя воронку размыва до глубины, обеспечивающей гашение энергии.

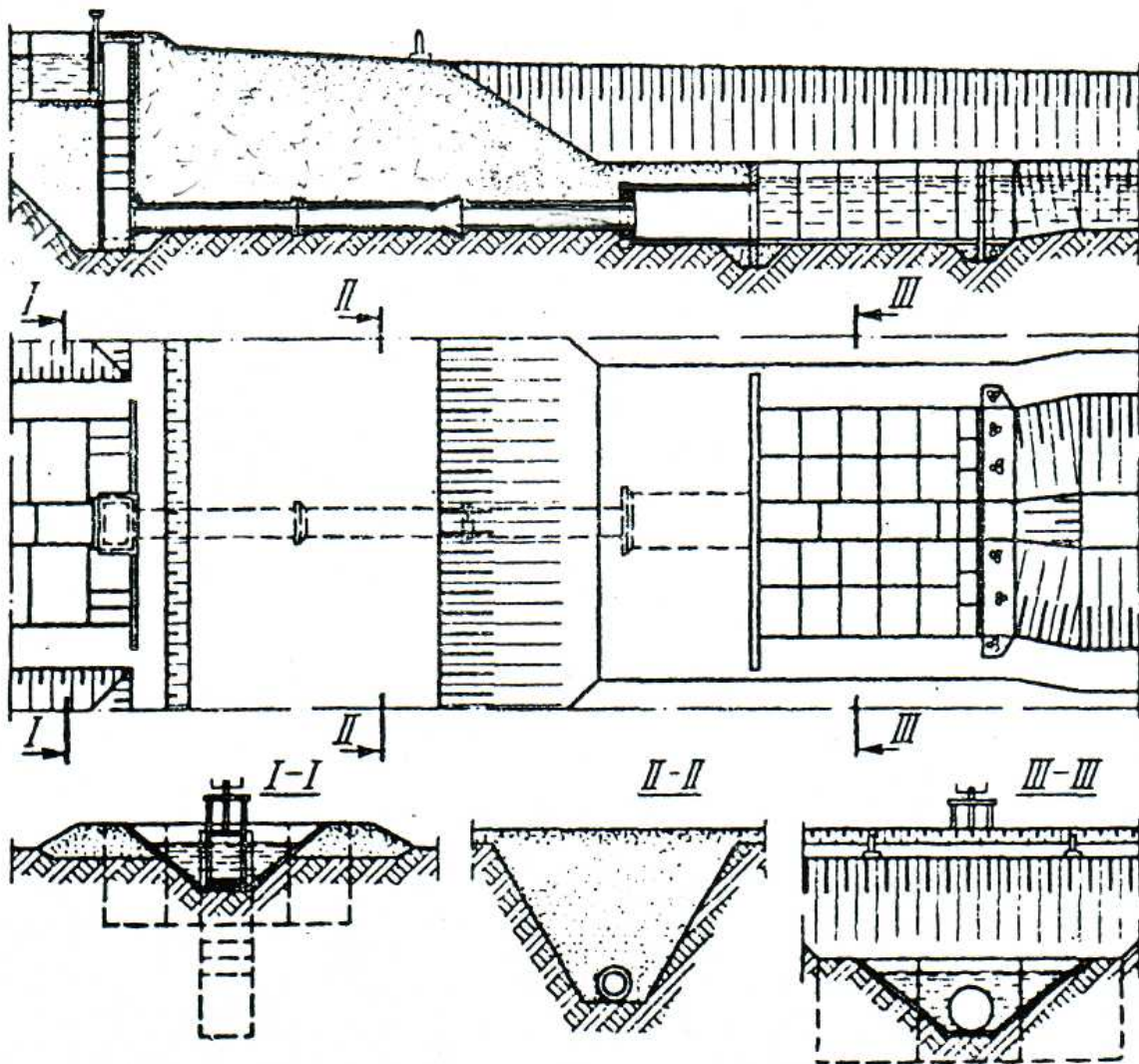


Рис. 3.33. Шахтный перепад

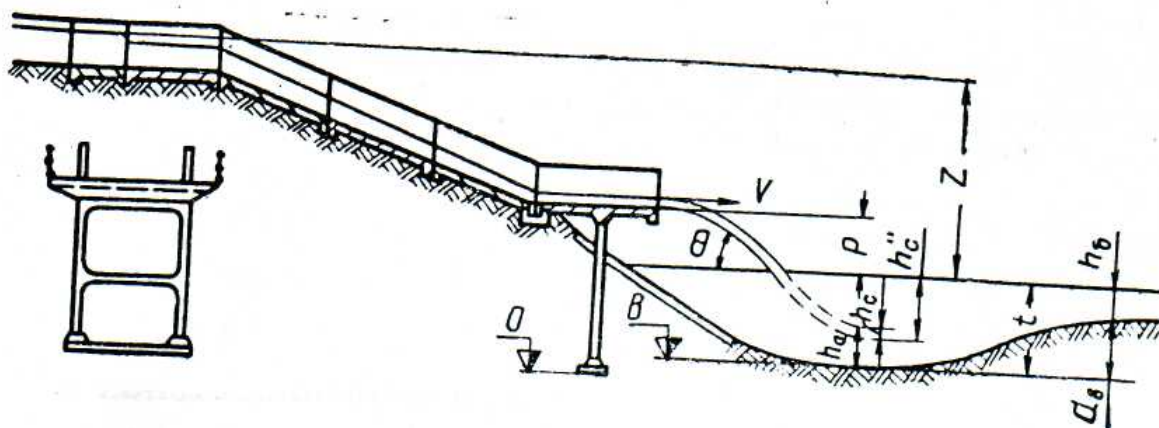


Рис. 3.34. Консольный сброс

Расчеты входа и лотка аналогичны расчетам обычного быстротока. Консольная часть лотка длиной в несколько метров служит направляющим устройством для отбрасывания потока от опоры. С целью уменьшения глубины воронки размыва консоль расширяют и устанавливают на ней носки-расщепители. Глубину воронки находят специальным расчетом и учитывают при заглублении опор.

Конструктивные особенности консольного перепада делают это сооружение достаточно экономичным, но воронки размыва, которые особенно значительны в размываемых грунтах, ограничивают зону его применения.

## **2.2. Проектирование водопропускных сооружений при земляных плотинах**

Трассу водосбросных устройств выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов так, чтобы объем работ и общая стоимость сооружения были минимальны. При этом учитывают возможность частичного или полного использования грунтов. Трасса должна быть прямолинейной, а там, где достичь этого невозможно, радиус закругления должен быть в пределах, допустимых по нормам для каналов различного назначения [4].

Открытые водосбросные сооружения бывают автоматического действия и с затворами.

Расположение водопропускных сооружений, их форма и размеры должны быть таковыми, чтобы обеспечивался плановый подход к ним и не возникали большие скорости подхода воды.

Такие сооружения следует строить до возведения плотины или одновременно с ней. Во избежание подмыва основания сооружения необходимо предусматривать устройства для гашения энергии потока.

Отметку порога для водопропускных сооружений устанавливают в зависимости от их назначения. Для водосбросных сооружений автоматического действия водосливной порог назначают на отметке нормального подпорного уровня, а при управлении затворами – ниже нормального подпорного уровня. В водопропускных сооружениях водосливной порог принимают: для водовыпуска – на отметке мертвого объема, а для водоспуска – в наиболее пониженной части тальвега или вблизи него.

### **2.2.1. Расчет траншейного водосброса**

Траншейное водосбросное сооружение состоит из водослива с широким порогом или водослива практического профиля, водосбросной траншеи и отводного канала (рис. 3.35) [4].



Порог водослива располагают на отметке НПУ вдоль берега водохранилища на расстоянии 20–40 м от плотины. Напор на пороге водослива принимают в пределах  $H = 0,75–1,0$  м.

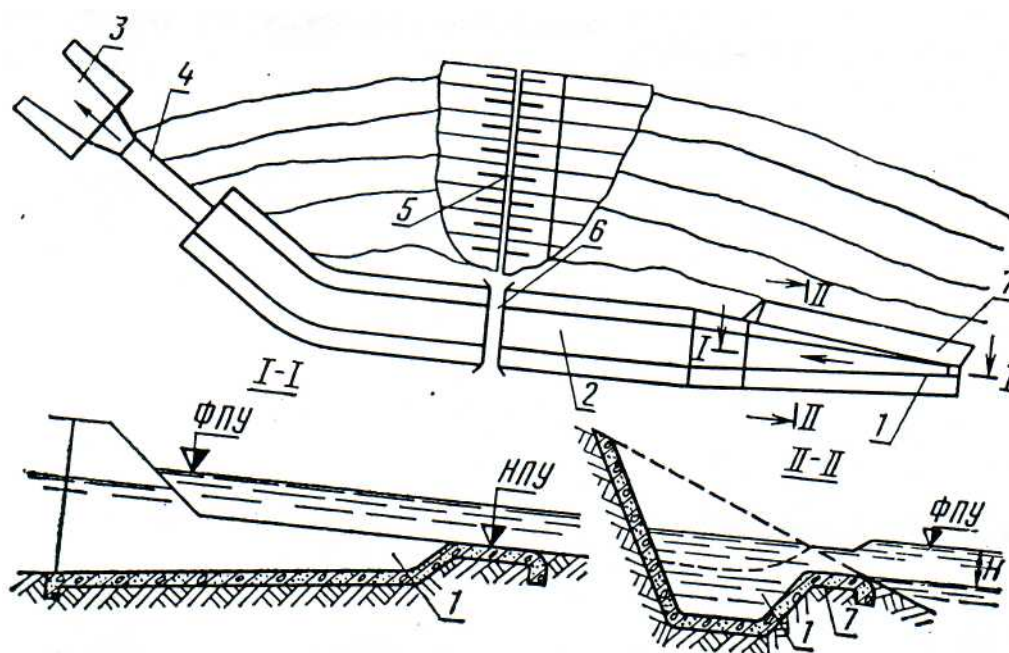


Рис. 3.35. Траншейный водосброс: 1 – траншея; 2 – сбросной канал; 3 – отводящий канал; 4 – сопрягающее сооружение; 5 – плотина; 6 – мост; 7 – водосливной порог

Гидравлический расчет траншейного водосброса сводится к определению длины водосливного порога  $L$  и построению кривой свободной поверхности воды по приближенному методу, предложенному проф. Е. А. Замариным. Расчет следует выполнять при пропуске расходов  $Q$ ,  $0,5Q$  и  $0,25Q$  [4].

Длину водосливного порога определяют по формуле неподтопленного или подтопленного водослива в зависимости от характера сопряжения потока в нижнем бьефе.

Если  $h_n \geq nH_0$ , то водослив подтопленный, если  $h_n \leq nH_0$ , то водослив неподтопленный,  $h_n$  – превышение уровня воды нижнего бьефа над порогом водослива, м;  $n$  – коэффициент подтопления, принимаемый от 0,75 до 0,83–0,87.

При неподтопленном водосливе длину водосливного порога вычисляют по формуле

$$L = \frac{q}{m\sqrt{2gH^{3/2}}} \quad , \quad (3.29)$$

где  $q$  – расход, сбрасываемый через траншею,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $m$  – коэффициент расхода, принимаемый приближенно равным 0,36;  $H$  – напор на пороге водослива, м.

При подтопленном водосливе длину водосливного порога находят по формуле

$$L = \frac{Q}{\phi h \sqrt{2gz}}, \quad (3.30)$$

где  $\phi$  – коэффициент скорости;  $h$  – глубина воды на пороге водослива в конце входного участка (глубина подтопления), м;  $z$  – разность уровней воды перед порогами на пороге водослива, м.

Глубину воды можно принять  $h = H - z$ . Разность уровней воды перед порогами и на пороге водослива можно найти из зависимости

$$v = \phi \sqrt{2gz}. \quad (3.31)$$

Глубину наполнения и средние уклоны на отдельных участках траншеи определяют, задаваясь шириной траншеи по дну и средней скоростью течения воды.

**Пример 3.** Рассчитать траншейный водосброс бетонной конструкции при следующих исходных данных: расход, сбрасываемый через траншею,  $Q = 136,0 \text{ м}^3/\text{с}$ ; напор на пороге водослива  $H = 1,0 \text{ м}$ ; коэффициент заложения откоса  $m = 1,0$ ; коэффициент шероховатости  $n = 0,025$ ;  $v_{\text{доп}} = 3,0 \text{ м/с}$  (рис. 3.36).

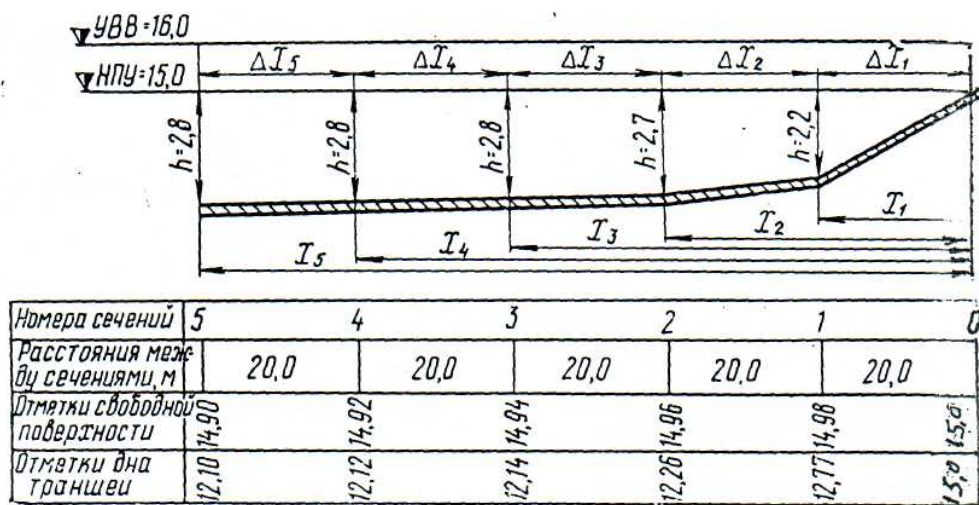


Рис. 3.36. Расчетная схема водосбросной траншеи

**Решение.** По формуле (3.29) для незатопленного водослива с широким порогом вычисляем длину водослива  $L$ , принимая значение коэффициента расхода  $m = 0,36$ :

$$L = \frac{136,0}{0,36 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,0^{3/2}}} \cong 100 \text{ м.}$$

Разбивая траншею на пять-шесть участков (рис. 3.36), определяем расстояние до рассматриваемых сечений:  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ . Находим удельный расход  $q = \frac{Q}{L} = \frac{136,0}{100} = 1,36 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 м. Зная удельный расход, вычисляем расчетный расход на сечениях:  $Q_1 = Qx_1, Q_2 = Qx_2, Q_3 = Qx_3, \dots$ , например,  $Q_1 = 1,36 \cdot 20 = 27,2 \text{ м}^3/\text{с}$ . Задаемся средней скоростью в начале траншеи  $v_n = 1,5 \text{ м/с}$  (на расстоянии  $l = 0,5 \text{ м}$  от начального сечения), а также средней скоростью в конце траншеи  $v_k = 2,5 \text{ м/с}$ .

Определяем среднее значение скорости в сечениях:

$$v_1 = v_n + a(x_1 - l),$$

где  $a$  – коэффициент пропорциональности,

$$a = \frac{v_k - v_n}{L - l} = \frac{2,5 - 1,5}{100 - 0,5} = 0,01,$$

откуда

$$v_1 = 1,5 + 0,01(20 - 0,5) = 1,69 \text{ м/с}.$$

Зная среднее значение скорости, рассчитываем площадь живого сечения в каждом сечении:

$$\omega_1 = \frac{Q_1}{v_1}, \omega_2 = \frac{Q_2}{v_2}, \omega_3 = \frac{Q_3}{v_3} \text{ и т. д.}; \quad \omega_1 = \frac{27,2}{1,69} = 16,0 \text{ м}^2, \omega_2 = \dots$$

При известных значениях площади живого сечения и коэффициента заложения откоса определяем глубину из выражения

$$h_1 = \frac{-b_1 \pm \sqrt{b_1^2 + 4m\omega_1}}{2m}, h_2 = \frac{-b_2 \pm \sqrt{b_2^2 + 4m\omega_2}}{2m} \text{ и т. д.}$$

где  $b$  – ширина траншеи по дну, принимается линейно изменяющейся: 5, 8, 11 м и т. д.;

$$h_1 = \frac{-5 + \sqrt{5^2 + 4 \cdot 1 \cdot 16}}{2 \cdot 1} = 2,21 \text{ м и т. д.}$$

При известных  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, v_1, v_2, v_3, \dots, h_1, h_2, h_3, \dots, b_1, b_2, b_3$  и  $n = 0,025$  определяем для каждого сечения уклон:

$$i_1 = \frac{v_1^2}{C_1^2 R_1}, i_2 = \frac{v_2^2}{C_2^2 R_2}, i_3 = \frac{v_3^2}{C_3^2 R_3} \text{ и т. д.}$$

Например:  $i_1 = 1,69^2 / 111,7^2$ .

Гидравлический радиус траншейного канала вычисляем по формуле

$$R = \frac{\omega}{\chi},$$



где  $\chi$  – длина смоченного периметра,

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}. \quad (3.32)$$

Определяем последовательно  $R_1, R_2, R_3, R_4$  и  $R_5$ :

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{16}{5 + 2 \cdot 2,21\sqrt{1+1^2}} = 1,42 \text{ м.}$$

Коэффициент Шези  $C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ , выбираем по табл. 3.3 в зависимости от коэффициента шероховатости  $n$  и гидравлического радиуса  $R$ . Для  $R_1 = 1,42$  и  $n = 0,025$  значение  $C_1 = 41,7$ .

Таблица 3.3

**Значения коэффициента Шези  $C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ ,  
подсчитанные по формуле Г. В. Железнякова**

$R (h_{cp}),$ м	$n$									
	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04	0,05	0,08	0,1	0,2
0,1	80,7	42,2	34,5	26,0	20,5	14,1	10,5	5,47	3,92	1,01
0,2	86,3	54,3	38,7	29,7	23,8	16,8	12,7	7,0	5,20	1,79
0,3	89,7	57,3	41,4	32,1	26,0	18,6	14,3	8,09	6,13	2,37
0,4	92,1	59,5	43,4	33,9	27,6	20,0	15,5	8,98	6,89	2,86
0,5	94,0	61,2	44,9	35,3	28,9	21,1	16,5	9,73	7,54	3,29
0,6	95,6	62,6	46,2	36,7	30,0	22,7	17,4	10,4	8,12	3,68
0,7	96,9	63,8	47,4	37,6	31,0	22,9	18,1	11,0	8,65	4,04
0,8	98,0	64,9	48,3	38,4	31,8	23,7	18,8	11,5	9,13	4,38
0,9	91,1	65,8	49,2	39,3	32,6	24,4	19,4	12,0	9,58	4,69
1,0	100	66,7	50,0	40,0	33,3	25,0	20,0	12,5	10,0	5,0
1,2	102	68,2	51,4	41,3	34,5	26,1	21,0	13,3	10,8	5,56
1,4	103	69,4	52,6	42,4	35,6	27,1	21,9	14,1	11,4	6,07
1,6	104	70,5	53,6	43,4	36,5	27,9	22,7	14,8	12,1	6,55
1,8	105	71,5	54,5	44,3	37,4	28,7	23,4	15,4	12,6	7,0
2,0	106	72,4	55,4	45,1	38,1	29,4	24,1	16,0	13,2	7,43
2,5	108	74,3	57,1	46,8	39,8	31,0	25,6	17,2	14,4	8,41
3,0	110	75,8	58,6	48,2	41,1	32,2	26,8	18,3	15,4	9,28
3,5	111	77,1	59,9	49,4	42,3	33,3	27,8	19,3	16,3	10,1
4,0	112	78,3	61,0	50,5	43,3	34,3	28,8	20,2	17,1	10,8
4,5	113	79,3	61,9	51,4	44,2	35,2	29,6	20,9	17,9	11,5
5,0	114	80,2	62,8	52,2	45,1	36,0	30,4	21,6	18,6	12,0
5,5	115	81,0	63,6	53,0	45,8	36,7	31,1	22,3	19,2	12,7
6,0	116	81,8	64,4	53,7	46,5	37,4	31,7	22,9	19,8	13,2
6,5	117	82,5	65,0	54,4	47,2	38,0	32,3	23,5	20,4	13,8
7,0	117	83,1	65,9	55,0	47,8	38,6	32,9	24,0	21,0	14,2

$R (h_{cp}),$ м	$n$									
	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04	0,05	0,08	0,1	0,2
7,5	118	83,7	66,2	55,6	48,3	39,1	33,4	24,5	21,4	14,7
8,0	119	84,3	61,8	56,1	48,8	39,6	33,9	25,0	22,0	15,2
8,5	119	84,8	67,3	56,6	49,4	40,1	34,4	25,4	22,3	15,6
9,0	120	85,6	67,8	57,1	49,8	40,6	34,8	25,9	22,7	16,0
9,5	120	85,8	68,3	57,6	50,3	41,0	35,3	26,3	23,1	16,8
10	121	86,3	68,7	58,0	50,7	41,4	35,7	26,7	23,5	16,9
11	122	87,1	69,5	58,8	51,5	42,2	36,4	27,4	24,2	17,5
12	122	87,9	70,3	59,5	52,2	42,9	37,2	28,1	24,9	18,1
13	123	88,6	71,0	60,2	52,9	43,6	37,8	28,7	25,5	18,7
14	124	89,3	71,6	60,9	53,5	44,2	38,4	29,3	26,1	19,3
15	124	89,9	72,2	61,5	54,1	44,8	39,0	29,9	26,7	19,8
16	125	90,5	72,8	62,0	54,6	45,3	39,5	30,4	27,2	20,4
17	126	91,0	73,3	62,5	55,2	45,8	40,0	30,9	27,7	20,8
18	126	91,6	73,8	63,0	55,7	46,3	40,5	31,4	28,2	21,3
19	126	92,0	74,3	63,5	56,1	46,8	40,9	31,8	28,6	21,8
20	127	92,5	74,8	64,0	56,6	47,2	41,4	32,2	29,0	22,2

$$\text{Уклон в первом сечении } i_1 = \frac{v_1^2}{C_1^2 R_1} = \frac{1,69^2}{41,7^2 \cdot 1,42} = 0,012 \text{ и т. д.}$$

Зная уклон и расстояние между сечениями, определяем потери напора:  $\Delta h_1 = i_1 \Delta x_1$  и т. д.;  $\Delta h_1 = 0,0012 \cdot 20 = 0,024$  м.

По известным  $h$  и  $\Delta h$  находим отметки свободной поверхности, отметки дна траншеи и строим продольный профиль (см. рис. 3.36). Результаты всех расчетов представляем в виде таблицы:

№ п/п	$X, \text{ м}$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	$v, \text{ м/с}$	$\omega$	$b, \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$\chi$
1	20,0	27,2	1,69	16,0	5,0	2,2	11,2
2	40,0	54,4	1,89	28,7	8,0	2,7	15,9
3	60,0	81,6	2,09	39,0	11,0	2,8	18,9
4	80,0	108,8	2,29	47,4	14,0	2,8	21,9
5	100,0	136,0	2,50	54,4	17,0	2,8	24,9

№ п/п	$R$	$n$	$C$	$i$	$\Delta h, \text{ м}$	Отметки	
						свободной поверхности	дна траншеи
1	1,42	0,025	41,7	0,0012	0,024	14,98	12,77
2	1,80	0,025	44,0	0,0010	0,020	14,96	12,26
3	2,06	0,025	45,2	0,0010	0,020	14,94	12,14
4	2,16	0,025	48,5	0,0010	0,020	14,92	12,12
5	2,18	0,025	48,8	0,0010	0,020	14,90	12,10

### 2.2.2. Расчет водоспускного сооружения

Для полного или частичного опорожнения водохранилища при ремонте плотины со стороны верхнего бьефа, для промывки наносов, а также для освежения воды в рыбоводных прудах устраивают водоспуски, которые предназначаются для пропуска небольших расходов. Их устраивают из стальных сварных или чугунных раструбных и железобетонных труб, работающих как напорные (см. рис. 3.28).

Трубы водоспуска располагают непосредственно в основании плотины в наиболее пониженной части тальвега или вблизи него.

Чтобы обеспечить прочность труб при осадке плотины и избежать фильтрации вдоль труб, устраивают железобетонные диафрагмы (на стальных трубах стальные диафрагмы), располагая их в местах стыков отдельных звеньев труб. Вокруг труб укладывают слой глины или глинобетона.

Диаметр трубы водоспуска при подтопленном выходном отверстии определяют из формулы

$$D = \mu \cdot \omega \sqrt{2gz}, \quad (3.33)$$

где  $\mu$  – коэффициент расхода, принимаемый в пределах 0,4–0,6;  $\omega$  – площадь поперечного сечения трубы;  $z$  – разность отметок уровней верхнего и нижнего бьефов.

Коэффициент расхода рассчитывают по формуле

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta + \frac{\lambda l}{4R}}}, \quad (3.34)$$

где  $\sum \zeta$  – сумма коэффициентов всех местных сопротивлений по трубе, равная  $\zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{реш}} + \zeta_{\text{зат}} + \zeta_{\text{вых}}$ ;  $\lambda$  – коэффициент сопротивления по длине трубы (табл. 3.4);  $R$  – гидравлический радиус. Коэффициент сопротивления при входе в трубу  $\zeta_{\text{вх}}$  принимают при острых кромках 0,5, при плавном входе – 0,2; при весьма плавном входе – 0,05. Коэффициент сопротивления при протекании воды через решетку  $\zeta_{\text{реш}}$  (от мусора) составляет 0,3. Коэффициент сопротивления при протекании через поднятый затвор  $\zeta_{\text{зат}}$ , предназначенный для пропуска воды, равен 0,2. Коэффициент сопротивления при выходе под уровень нижнего бьефа вычисляют по формуле

$$\zeta_{\text{вых}} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right), \quad (3.35)$$

где  $\omega_1$  – площадь живого сечения потока в трубе;  $\omega_2$  – то же в водобойном колодце при выходе,  $\omega_2 = 1,0$ .

Коэффициент сопротивления по длине трубы  $\lambda$  определяется по табл. 3.4 в зависимости от коэффициента шероховатости  $n = 0,014$ .

Таблица 3.4

**Значения коэффициента  $\lambda$  для круглых труб**

$d, \text{ м}$	Коэффициент шероховатости $n$				
	0,01	0,012	0,013	0,014	0,015
0,20	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
0,30	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
0,40	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,50	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
0,60	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,70	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,80	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
0,90	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1,00	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1,20	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1,50	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2,00	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2,50	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3,00	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

**Пример 4.** Запроектировать водовыпуск для пропуска воды в канал. Расчетный расход  $Q = 2,0 \text{ м}^3/\text{с}$ . Этому расходу в канале соответствует глубина  $h = 0,95 \text{ м}$ . Средняя ширина канала  $b_{\text{ср}} = 1,9 \text{ м}$ , отметка дна  $69,97 \text{ м}$ . Труба состоит из двух участков:  $l_1 = 8,0 \text{ м}$  и  $l_2 = 28,0 \text{ м}$ . В конце трубы для успокоения потока устроен водобойный колодец глубиной  $d = 0,3 \text{ м}$  и длиной  $l_{\text{кол}} = 4,5 \text{ м}$ . Отметка низового паводкового уровня  $75,0 \text{ м}$  (см. рис. 3.28, в).

**Решение.** Гидравлический расчет водовыпуска сводится к определению размеров трубы и условий сопряжения бьефов.

Рассматриваем работу водовыпуска при минимальном уровне.

Размеры трубы определяем из условия пропуска заданного расхода при минимальном уровне воды в водохранилище, близком к уровню мертвого объема. В этом случае движение воды через водовыпуск происходит как в безнапорной трубе и расход рассчитываем по формуле

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot b \cdot h \sqrt{2gz_0}, \quad (3.36)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия,  $\varepsilon = 0,8–0,95$ ;  $\varphi$  – коэффициент скорости,  $\varphi = 0,8–1,0$ ;  $b$  – ширина трубы;  $h$  – глубина воды в трубе, принимаемая приближенно равной глубине воды в отводящем канале;  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ;  $z_0$  – потери напора в трубе водовыпуска,  $z_0 = 0,1–0,25 \text{ м}$ .

Высоту трубы назначаем  $h_{\text{тр}} = 1,4$  м – минимальную по условиям прохода при осмотрах и ремонте. При этой высоте движение воды будет безнапорным, так как глубина воды в трубе, принимаемая примерно равной глубине в канале,  $h = 0,95 < h_{\text{тр}} = 1,4$  м.

На свободной поверхности воды образуются три перепада ( $z_1, z_2, z_3$ ), выражающие гидравлические потери при входе в трубу в начале, при входе в трубу в башне и при входе воды в канал за счет местных сопротивлений по длине трубы.

Зная бытовую глубину в канале  $h = 0,95$  м при расходе  $Q = 2$  м<sup>3</sup>/с и ширину канала  $b_{\text{ср}} = 1,9$  м, найдем перепад  $z_3$  из уравнения (3.36).

Приняв значения  $\varphi = 0,95$  и  $\varepsilon = 0,9$  и подставив значения величин в формулу, получим

$$2,0 = 0,9 \cdot 0,95 \cdot 1,9 \cdot 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 z_{03}},$$

$$2,0 = 0,9 \cdot 0,95 \cdot 1,9 \cdot 0,95 \cdot 4,43 \sqrt{z_{03}},$$

$$\sqrt{z_{03}} = 2 / 6,83 = 0,293 \quad (0,293^2 = 0,086),$$

$$z_{03} = 0,086 \text{ м.}$$

Скорость прохода приблизительно равна

$$v_{03} = Q / b_{\text{ср}} (h + d) = 2 / 1,9 (0,95 + 0,3) = 0,84 \text{ м/с,}$$

скоростной напор –

$$v_{04}/2g = 0,84/19,62 = 0,043 \text{ м.}$$

Следовательно,

$$z_3 = z_{04} - (v_{04} / 2g) = 0,086 - 0,043 = 0,043 \text{ м,}$$

тогда глубина воды в трубе

$$h_3 = 0,95 + 0,043 \approx 1,0 \text{ м.}$$

Приняв ширину прямоугольной трубы  $b = 1,5$  м, определим уклон трубы из формулы равномерного движения:

$$\sqrt{i} = Q / \omega C \sqrt{R}, \quad (3.37)$$

где  $\omega$  – площадь живого сечения потока;  $C$  – коэффициент Шези;  $R$  – гидравлический радиус.

Рассчитаем  $\omega$  и  $R$ :

$$\omega = b \cdot h_3 = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5 \text{ м}^2, \quad R = \omega / \chi, \quad \chi = b + 2h = 1,5 + 2 \cdot 1 = 3,5 \text{ м.}$$

Следовательно, гидравлический радиус  $R = 1,5 / 3,5 = 0,43$  м.

При коэффициенте шероховатости бетонной трубы 0,012–0,015 принимаем  $n = 0,014$  и находим по табл. 3.3 коэффициент Шези  $C = 62,6$ .

Подставив полученные значения  $\omega$ ,  $C$  и  $R$  в формулу (3.37), определяем уклон трубы:

$$\sqrt{i} = 2 / 1,5 \cdot 62,6 \sqrt{0,43} = 0,033, i = 0,0011,$$

тогда потери по длине составят  $\Delta = i \cdot l = 0,0011 \cdot 36 = 0,04$  м.

Перепад  $z_2$  при входе потока в трубу в башне можно определить аналогичным путем, но, учитывая незначительность этих величин, принимаем  $z_2 = z_3 = 0,04$  м, тогда глубина воды в трубе будет  $h_2 = 1,0 + 0,04 = 1,04$  м.

Также находим  $z_1$ , но здесь ширину подходного потока считаем  $b = 1,5 + 0,25 = 1,75$  м, т. е. к ширине трубы прибавляем толщину стенки трубы. Тогда согласно формуле (3.35) определяем  $z_{01}$ :

$$2,0 = 0,9 \cdot 0,95 \cdot 1,75 \cdot 1,04 \cdot 4,43 \sqrt{z_{01}},$$

$$\sqrt{z_{01}} = 2 / 6,88 = 0,29,$$

$$z_{01} = 0,08 \text{ м.}$$

Скорость подхода потока из водохранилища к отверстию трубы мала, и ее влиянием можно пренебречь, тогда  $z_{01} = z_1$  и глубина при входе будет  $h_1 = h_2 + z_1 = 1,04 + 0,08 = 1,12$  м.

Общие потери напора составят  $z = h_1 - h + \Delta = 1,12 - 0,95 + 0,0011 \cdot 36 = 0,21$  м, что меньше допустимого 0,25 м.

В результате расчета имеем следующие отметки: отметка уровня воды в канале  $69,97 + 0,95 = 70,92$  м; отметка порога трубы в башне  $69,97 + 0,0011 \cdot 28 = 70,0$  м; отметка порога в начале трубы  $69,97 + 0,0011 \cdot 36 = 70,01$  м; отметка минимального уровня сработки  $70,01 + 1,12 = 71,13$  м.

Определяем истечение из-под щита (затвора).

В тех случаях, когда уровни воды в водохранилище близки к НПУ, вода через трубу водовыпуска пропускается из-под щита.

Необходимо определить, на какую высоту  $h_{щ}$  нужно поднять затвор, чтобы пропускать расход  $Q = 2,0$  м<sup>3</sup>/с при отметке уровня воды водохранилища 75,0 (НПУ).

Высоту поднятия затвора найдем из уравнения истечения из-под щита:

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot \alpha \cdot b \cdot h_{щ} \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_{щ})}, \quad (3.38)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия,  $\varepsilon = 0,95$ ;  $\varphi$  – коэффициент скорости при отсутствии порога,  $\varphi = 1,0$ ;  $\alpha$  – коэффициент вертикального сжатия, для нашего случая  $\alpha = 0,615$ ;  $H_0 = H = 75,0 - 70,0 = 5,0$  м;  $b = 1,5$  м.

Подставляя значения величин, получим

$$2,0 = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 0,615 \cdot 1,5 \cdot 4,43 \sqrt{5 - 0,615 h_{щ}},$$

$$0,515 = h_{щ} \sqrt{5 - 0,615 h_{щ}}.$$

Решая это уравнение подбором, находим  $h_{\text{ш}} \approx 0,24$ . Глубина в сжатом сечении за щитом  $h_{\text{сж}} = 0,615 \cdot 0,24 = 0,147$  м. Скорость в этом сечении  $v_{\text{сж}} = Q / b \cdot h_{\text{ш}} = 2,0 / 1,5 \cdot 0,24 = 5,5$  м/с, что меньше  $v_{\text{доп}} = 12,5$  м/с для бетона класса В 10.

Для выяснения условий сопряжения потока в трубе с нижним бьефом надо знать глубину и скорость при выходе из трубы. За щитом свободная поверхность потока в трубе будет иметь вид кривой подпора, так как глубина будет увеличиваться от  $h_{\text{сж}}$  до  $h_2$  в конце трубы.

Глубину  $h_2$  определим по уравнению неравномерного движения:

$$\frac{iL}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (3.39)$$

где  $\eta$  – относительная глубина.

Глубина равномерного движения в трубе при  $Q = 2,0$  м<sup>3</sup>/с,  $i = 0,0011$  и  $n = 0,014$  будет  $h_0 = 1,0$  м. Глубина  $h_1 = h_{\text{сж}} = 0,147$  м; относительная глубина  $\eta_1 = h_1 / h_0 = 0,147 / 1 = 0,147$ . При таких малых значениях относительных глубин  $\eta = \varphi(\eta)$  уравнение упрощается, принимая вид

$$\frac{iL}{h_0} = j(\eta_2 - \eta_1). \quad (3.40)$$

Величину градиента  $j = i C^2 b / g \chi$  нужно определять при средних значениях  $C$  и  $\chi$ .

Примем  $h_{\text{ср}} = 0,2$  м;  $\omega_{\text{ср}} = 1,5 \cdot 0,2 = 60,3$  м<sup>2</sup>;  $\chi = 1,5 + 2 \cdot 0,2 = 1,9$  м;  $R_{\text{ср}} = 0,158$ ;  $C_{\text{ср}} = 53,3$  (см. табл. 3.3). Подставляя значения величин, имеем

$$j = 0,0011 \cdot 53,3^2 \cdot 1,5 / 9,81 \cdot 1,9 = 4,65 / 18,6 = 0,25.$$

Находим  $\eta_2$  из уравнения (3.40) при  $L = l_2 = 28$  м:

$$0,0011 \cdot 28 / 1,0 = 0,25 (\eta_2 - 0,147),$$

$$0,125 = \eta_2 - 0,147,$$

$$\eta_2 = 0,125 + 0,147 = 0,27,$$

$$h_2 = \eta_2 \cdot h_0 = 0,27 \cdot 1,0 = 0,27 \text{ м},$$

$$h_{\text{ср}} = (h_1 + h_2) / 2 = (0,147 + 0,27) / 2 \approx 0,2 \text{ м},$$

что полностью совпадает с принятой.

Определяем сопряжение бьефов.

Для проверки затопления прыжка вычисляем глубину, сопряженную с глубиной в конце трубы  $h_2 = 0,27$  м при удельном расходе  $Q = Q / b = 2,0 / 1,5 = 1,33$  м<sup>3</sup>/с на 1 м:

$$h_2'' = h_2 / 2 \left[ \sqrt{1 + 8q^2 / gh_2^3} - 1 \right], \quad (3.41)$$

$$h_2'' = 0,27 / 2 \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot 1,33^2 / 9,81 \cdot 0,27^3} - 1 \right] = 1,02 \text{ м.}$$

В водобойном колодце глубина равна бытовой глубине в канале  $h = 0,95$  м плюс глубина колодца  $d = 0,3$  м, т. е.  $h_{\text{кол}} = 1,25$  м; прыжок в колодце затапливается, так как  $1,25 > 1,02$  м.

Длину водобойного колодца можно определить по формуле [4]

$$L_{\text{кол}} = l_{\text{от}} + l_{\text{пр}}, \quad (3.42)$$

где  $l_{\text{от}}$  – дальность отлета струи, равная  $0,43 v_2 \sqrt{d}$ ;  $v_2$  – горизонтальная скорость схода струи, равная  $Q / \omega_2 = 2 \cdot 0,27 \cdot 1,5 = 4,95$  м/с;  $d$  – глубина колодца, равная  $0,3$  м;

$$l_{\text{от}} = 0,43 \cdot 4,95 \sqrt{0,3} = 1,1 \text{ м.}$$

Определяем длину прыжка:

$$l_{\text{пр}} = 3,2 \cdot h_2'' = 3,2 \cdot 1,02 = 3,26 \text{ м,}$$

тогда длина колодца равна  $l_{\text{кол}} = 1,1 + 3,26 = 4,36 \text{ м} \approx 4,5 \text{ м.}$

### 2.3. Гидравлический расчет сопрягающего сооружения

Проектирование сопрягающего сооружения по трассе канала в виде одноступенчатого перепада включает гидравлический расчет входа, выходной части, т. е. сопряжение с нижним бьефом, статический и фильтрационный расчеты (рис. 3.37) [4].

**Пример 5.** Рассчитать одноступенчатый бетонный перепад прямоугольного сечения на оросительном канале при следующих исходных данных: глубина в подводящем канале  $H = 1,7$  м, глубина в отводящем канале, т. е. бытовая глубина  $h_6 = H = 1,7$  м; максимальный расход воды по каналу  $Q = 5,0$  м<sup>3</sup>/с, разность уровней воды верхнего и нижнего каналов  $z = 1,04$  м, ширина канала понизу  $b_{\text{кан}} = 2,0$  м, откосы канала  $m = 1,0$ . Рисберма из камней  $d_0 = 0,15$  м.

**Решение.** 1. Расчет входа в данном случае состоит в определении ширины  $b$  из формулы

$$Q = m \cdot b \cdot H_0 \sqrt{2gH_0},$$

где  $m$  – коэффициент расхода с широким порогом,  $m = 0,35$ ;  $H_0$  – глубина воды на входе с учетом высоты нагона и ее скорости течения,

$$H_0 = H + \alpha v_0^2 / 2g.$$

Скорость течения на входе с учетом расхода  $Q$  и  $b_{\text{кан}}$  будет равна

$$v_0 = Q / \omega = 5,0 / (2 + 1 \cdot 1,7) \cdot 1,7 = 0,8 \text{ м/с.}$$



Тогда  $H_0 = 1,7 + 1,1 \cdot 0,8^2 / 19,62 = 1,73$  м.

Ширина прямоугольного входа будет равна

$$b = 5,0 / 0,35 \cdot 1,73 \cdot 4,43 \sqrt{1,73} = 1,42 \text{ м.}$$

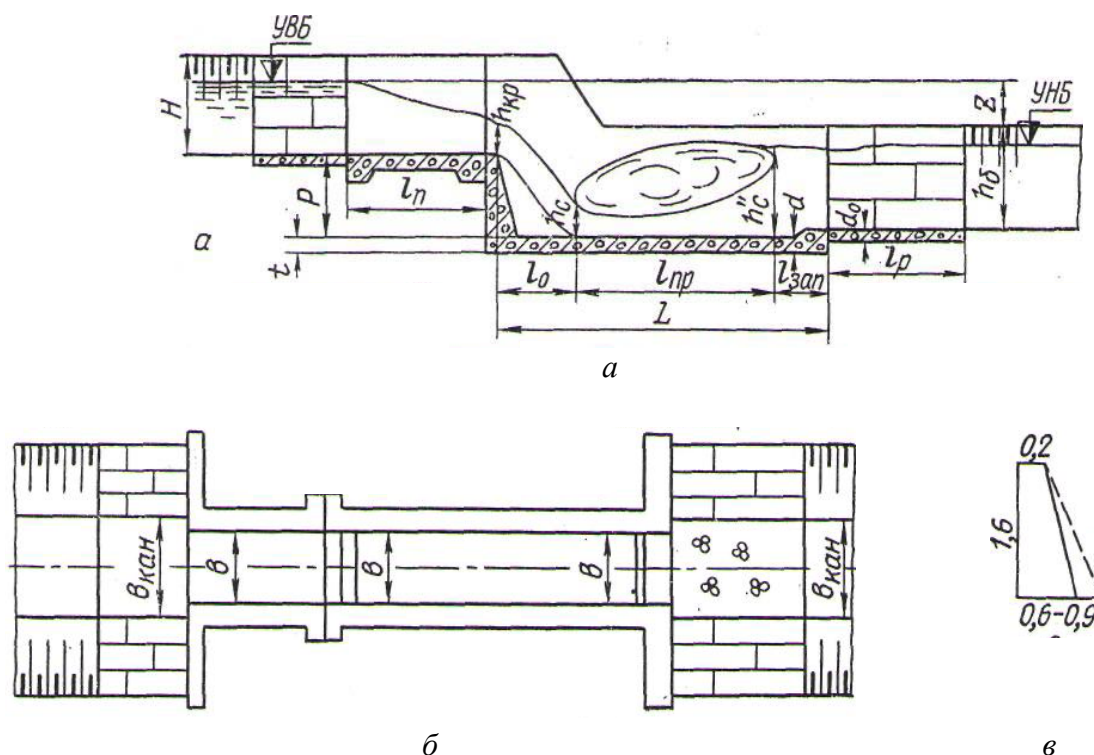


Рис. 3.37. Одноступенчатый перепад: а – продольный разрез; б – план; в – контур подпорной стенки

Назначая глубину водобойного колодца  $d = 0,5$  м, получим общую высоту падения струи на перепаде  $p = z + d = 1,04 + 0,5 = 1,54$  м, с помощью которой определяем подбором величину сжатой глубины из формулы

$$q = \varphi \cdot h_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}, \quad (3.43)$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости,  $\varphi = 0,95$ ;

$$q = Q / b = 5 / 1,42 = 3,52 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Подставляя известные величины в формулу (3.43) и решая кубическое уравнение (см. выше), в результате подбора убеждаемся, что  $h_c = 0,52$  м.

2. Определяем вторую сопряженную глубину  $h_2$ .

Для нахождения  $h_c''$ , соответствующей  $h_c$ , необходимо вначале рассчитать критическую глубину  $h_{кр}$  по формуле для прямоугольного сечения

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2 / g} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 3,52^2 / 9,81} = 1,11 \text{ м}$$

и по графику для сопряженных глубин прямоугольного сечения, подсчитав предварительно  $\varepsilon_c = h_c / h_{кр} = 0,52 / 1,11 = 0,47$  и определив  $\varepsilon_c'' = 1,8$ , что дает величину сопряженной глубины  $h_c'' = \varepsilon \cdot h_{кр} = 1,8 \cdot 1,1 = 1,99$  м [13].

3. Предварительно назначенную глубину водобойного колодца считаем по формуле

$$K_h = (h_6 + d) / h_2 \geq 1,1-1,3,$$

откуда

$$d = K_h \cdot h_2 - h_6 = 1,1 \cdot 1,99 - 1,7 = 0,49 \text{ м},$$

т. е. глубина водобойного колодца предварительно была принята предельно допустимой.

4. Длину водобойного колодца (см. рис. 3.37) определяем по формуле

$$L_{\text{кол}} = l_{\text{от}} + l_{\text{пр}} + l_{\text{зап}}, \quad (3.44)$$

где  $l_{\text{от}}$  – длина отлета струи,  $l_{\text{от}} = 2 \sqrt{h_{\text{кр}}(p + 0,35h_{\text{кр}})} = 2 \sqrt{1,11(1,54 + 0,351,11)} = 2,8 \text{ м}$ ;  $l_{\text{пр}}$  – длина прыжка,  $l_{\text{пр}} = 4,3 \cdot h_2 = 4,3 \cdot 1,99 = 8,4 \text{ м}$ ;  $l_{\text{зап}}$  – длина запаса,  $l_{\text{зап}} = (1-3) h_6 = h_6 = 1,7 \text{ м}$ .

Откуда длина водобойного колодца

$$L_{\text{кол}} = 2,8 + 8,4 + 1,7 = 12,9 = 13 \text{ м}.$$

5. Статистический расчет выполняем для стенки падения, которая находится в условиях, близких к обособленной ее работе, так как она может быть отрезана швами от боковых продольных стен и плит, поэтому ее рассчитываем как обычную подпорную стенку. Элементы конструкции перепада показаны на рис. 3.37.

## Р а з д е л 4

# КАНАЛЫ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ НА НИХ

## Г л а в а 1

### РУСЛОВЫЙ ПРОЦЕСС И ЕГО РЕГУЛИРОВАНИЕ

Под *русловым процессом* принято понимать обширный круг явлений, объединяющих создание и последующие переформирования естественных русел и пойм без действия текущей воды. Недоучет русловых деформаций при гидротехническом строительстве ведет к резкому сокращению сроков безаварийной эксплуатации сооружений.

Русловые и пойменные деформации подразделяют на два типа [7]. *Необратимые* деформации являются однонаправленными, медленно развивающимися и трудно уловимыми, представляют собой вековое развитие реки. *Обратимые* знакопеременные деформации относятся к быстротекущим и легко обнаруживаемым. Они непосредственно связаны с транспортированием наносов, осуществляемым путем их переоткладывания.

#### 1.1. Основные сведения о формировании русел рек

В практике принято называть три главные формы речных русел [8]:

- прямолинейные или слабо изогнутые однорукавные русла, массивы наносов (побочные) располагаются в шахматном порядке, т. е. поочередно, то у левого, то у правого берега;
- извитые, или меандрирующие;
- разветвленные русла.

Особенность *меандрирующих русел* – процесс развития и отмирания излучин меженного русла. Они бывают *свободного меандрирования*, когда процесс развития излучин, их прорыва и спрямления русла происходит в широкой речной долине и протекает достаточно быстро во времени; *незавершенного меандрирования*, когда указанный процесс протекает медленнее и излучина русла может занять свое предельное положение (в виде петли) весьма редко; *ограниченного меандрирования* – в узких долинах, когда прорыва петель (излучин) не происходит.

Среди *разветвленных русел* отмечаются две разновидности: *пойменная* и *русовая многорукавность*. Первая возникает вследствие расчленения поймы. При наличии широкого меженного русла с островами и осередками аккумулятивного происхождения формируется русловая многорукавность островного или осередкового подвида.

Особый интерес представляет собой *речная пойма* (часть дна долины, примыкающая к речному руслу и затапливаемая полыми водами), формируемая под влиянием плановых перемещений русла. В потоке существуют две качественно различные формы движения наносов. Более крупные и тяжелые частицы (*донные наносы*) перемещаются по дну в виде гряд в результате перекатывания или перебрасывания под действием гидродинамических сил, проявляющихся в природном слое. Мелкие частицы (*взвешенные наносы*) находятся в потоке на различных уровнях и в таком состоянии могут по сложным извилистым, непрямым траекториям переноситься на большие расстояния. Они или смешиваются с донными наносами, или оседают на дно в областях слабых течений и застойных зонах.

К источникам образования наносов в реках можно отнести *водную эрозию*. Различают два ее вида:

- *склоновая* (внерусловая водная эрозия на водосборной поверхности), которая, в свою очередь, делится на два подвида – плоскостной смыв и линейную эрозию;

- *русовая*, при которой наносы поступают в русло реки в результате русловой деятельности потока (размывы берегов и дна русла, обрушение берегов при их подмыве, размывы поверхности поймы и т. п.).

Отложения наносов и движущиеся наносы обычно представляют собой смеси частиц разного размера. Содержание частиц различной крупности в данной массе характеризуется ее кривой гранулометрического состава.

Воздействие взвешенных наносов на русловые деформации практически неуловимо, однако влияние этих наносов на деформации поймы огромно.

При формировании русла реки важную роль играет наличие наносов, перемещающихся в потоке во взвешенном состоянии и влекомых по дну. При этом способность потока перемещать наносы, производить размывы и отложения наносов в руслах непрерывно меняется в зависимости от расхода реки, количества наносов, высотно-планового размещения русла и морфологического состава русла и берегов. При решении вопросов устройства водозаборных и руслорегулирующих сооружений необходимо изучить динамику русловых процессов и движения наносов для разработки приемов, позволяющих регулировать эти процессы [19].

Твердые частицы в турбулентном потоке непрерывно перемешиваются восходящими вихрями, водоворотами, пульсацией скоростей, попе-

речными течениями и др. Частицы наносов поднимаются вверх со взвешивающей скоростью, большей, чем гидравлическая крупность этой частицы. В противном случае она начнет опускаться вниз.

Под *гидравлической крупностью* понимается скорость нестесненного равномерного падения зерен в стоящей воде. Она зависит от размеров частиц, плотности, объема, мутности и др.

Степень насыщения потока наносами называется *мутностью*.

Продольный профиль речной долины имеет вид плавной кривой, уклон которой уменьшается вниз по течению. Поэтому, соответственно, убывает средняя скорость течения и диаметр переносимых рекой наносов (рис. 4.1).

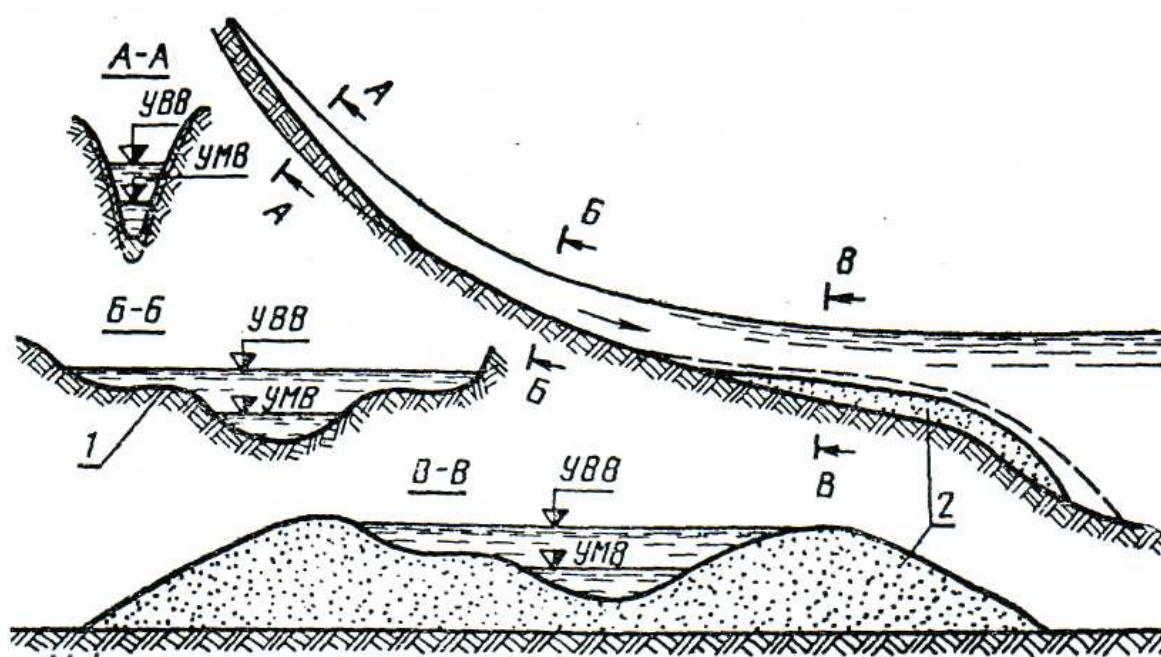


Рис. 4.1. Типичные профили реки: А – А – в верхнем течении; Б – Б – в среднем течении; В – В – в нижнем течении и дельтах рек; 1 – пойма; 2 – отложения наносов

В верхнем течении, где уклон и скорости наибольшие, преобладает глубинная эрозия (размыв); в среднем течении – в основном боковая эрозия; в нижнем – отложение наносов.

Причинами боковой эрозии являются поперечная циркуляция, центробежные силы, возникающие на изгибах русла, действие кориолисовой силы, связанной с вращением земного шара и др.

Поперечная циркуляция – одна из важных особенностей руслового потока. Она наблюдается как на криволинейных, так и на прямолинейных участках русла.

На криволинейном участке (рис. 4.2) центробежными силами к изогнутому берегу более энергично отбрасывается верхняя часть потока, имеющая большие скорости. Поверхность потока здесь повышается и при-

обретает поперечный уклон к выпуклому берегу. Встречая преграду в виде косо расположенного берега, поверхность струи отклоняется и уходит на глубину, оттесняя к противоположному берегу придонную часть потока. Возникает поступательно-вращательное движение масс жидкости, или поперечная циркуляция. Она характерна тем, что у вогнутого берега образуется зона, менее насыщенная наносами. Они частично отлагаются у выпуклого берега.

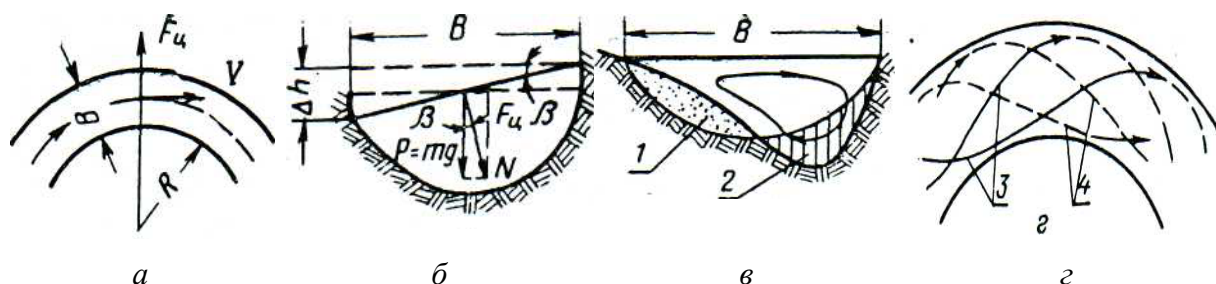


Рис. 4.2. Движение потока и формирование русла на криволинейном участке: *а* – действие центробежной силы на изгибе; *б* – образование поперечного уклона; *в* – поперечная циркуляция и формирование живого сечения; *г* – движение поверхностных и донных струй на изгибе русла; 1 – отложение наносов; 2 – размыв; 3 – поверхностные струи; 4 – донные струи

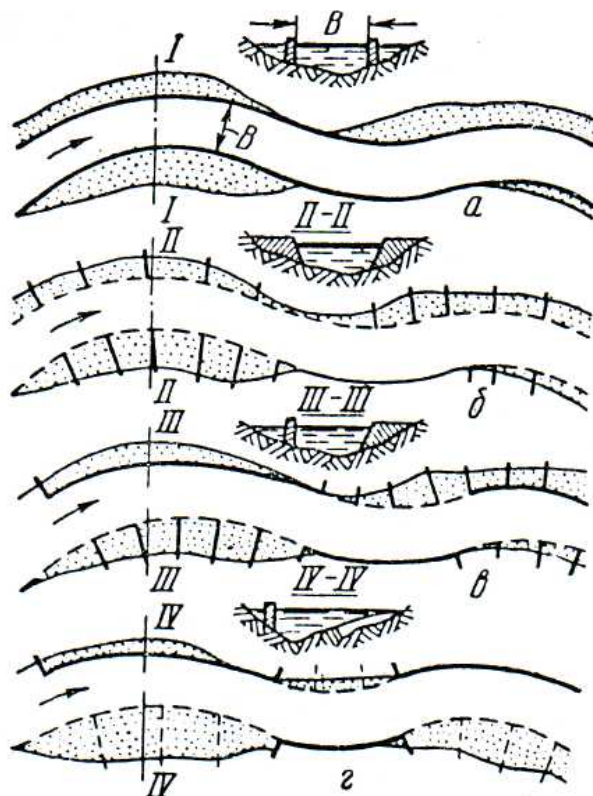


Рис. 4.3. Схемы образования нормального русла при регулировании: *а* – продольными дамбами; *б* – полузапрудами; *в, г* – комбинированные

Динамическая ось потока в извилистых реках переходит от одного вогнутого берега к другому вогнутому. Точно так же поток донных наносов переходит от одного выпуклого берега к другому выпуклому в виде сосредоточенной полосы наносов, и движение их в основном происходит вдоль выпуклых берегов.

Непрекращающиеся во времени размывы берегов и ложа реки могут причинить определенный вред и затруднить использование реки в тех или иных целях. С нежелательными явлениями речных потоков борются регулированием русел. Задача этой борьбы – при помощи различных защитных сооружений, не прекращая русловых процессов, изменять их таким образом, чтобы в результате образовалось и стабилизировалось русло требуемых форм и размера.

Закрепляют русло с помощью продольных дамб, полузапруд и других сооружений, наиболее пригодных в данных условиях (рис. 4.3).

## **1.2. Назначение и классификация каналов**

**Каналы** – открытые искусственные русла, обеспечивающие подачу воды от источника к населенным пунктам для орошения земель и других нужд.

По хозяйственному назначению каналы подразделяют на оросительные (магистральные и внутрисистемные), водопроводные (для водоснабжения), обводнительные, судоходные, энергетические, рыбоводные и лесосплавные.

Назначение канала отражается на его пропускной способности, размерах, уклоне, поперечном сечении, скоростях течения и глубине наполнения. Обычно каналы имеют большую пропускную способность (за исключением внутрисистемных оросительных и осушительных каналов [7, 11]).

### **1.2.1. Трассирование каналов**

Трассирование канала зависит от топографических и инженерно-геологических условий, а также от его назначения. Трасса канала не должна проходить по участкам с оползневыми явлениями или по склонам, на которых возможно возникновение оползней в результате фильтрации из канала и поднятия уровня грунтовых вод, так как укрепление таких склонов связано с большими затратами и инженерными трудностями.

Канал на устойчивом склоне может быть выполнен полностью в выемке либо иметь сторону в виде земляной дамбы или бетонной стенки.

При трассировании канала по скальному склону необходимо предусматривать стенки над каналом со стороны вышерасположенного склона для защиты его от камней, осыпей и продуктов выветривания [7].



Оросительные каналы трассируют с наименьшими допустимыми уклонами для обеспечения командования большей площадью орошения (близко к положению горизонталей). Для самотечной подачи воды на поля сечение канала выполняют в полунасыпи-полувыемке. Холостая часть магистрального канала должна быть как можно короче и иметь уклоны, обеспечивающие выход рабочей части магистрального канала на командные отметки.

Трассирование осушительных каналов и водоприемников (рек, каналов), собирающих и отводящих воду с осушаемой территории, осуществляют по наинизшим отметкам местности, исключая подпор по всей трассе водоприемного канала.

На переломах трассы в плане участки канала соединяют криволинейными вставками. На оросительных каналах оптимальный радиус закругления  $R = 10 B$ , где  $B$  – ширина канала по урезу воды. На обводнительных необлицованных каналах это соотношение может быть доведено до  $5,5 B$ , а при бетонной облицовке – до  $R = 2,5 B$ .

### 1.2.2. Поперечное сечение каналов

Поперечное сечение канала зависит от его назначения, способа строительства, инженерно-геологических и топографических условий по трассе, пропускной способности, режима работы, наличия облицовки и т. п. (рис. 4.4).

Пропускная способность канала определяется принятой расчетной скоростью течения. Минимальную скорость в канале назначают из условий его незаиления и незарастания и из условий эксплуатации, но не более допустимых неразмывающих скоростей для необлицованных каналов (см. ниже). Большие скорости на магистральных оросительных каналах могут привести к потерям возможностей командования частью орошаемых площадей.

При различных геологических и топографических условиях по трассе канала на его отдельных участках могут быть выбраны различные поперечные сечения.

В нескальных грунтах наиболее выгодно проходить канал в полувыемке-полунасыпи с трапецеидальным или полигональным сечением (рис. 4.4, а, б).

Иногда из условий производства работ сечения приближают к параболическому или ложбинообразному (рис. 4.4, в), т. е. к профилю естественного русла. В этом случае для уменьшения высоты дамб целесообразно проектировать более широкий и менее глубокий канал, что, однако, ухудшает условия его работы в зимнее время.

На участках канала, проходящих полностью в выемке, через каждые 5–8 м по высоте необходимо предусматривать непроезжие бермы шириной не менее 1 м. Вдоль берм устраивают кюветы для сбора ливневых вод (рис. 4.4, д).



Каналы иногда проектируют и полностью в насыпи с дренажом (рис. 4.4, *з*).

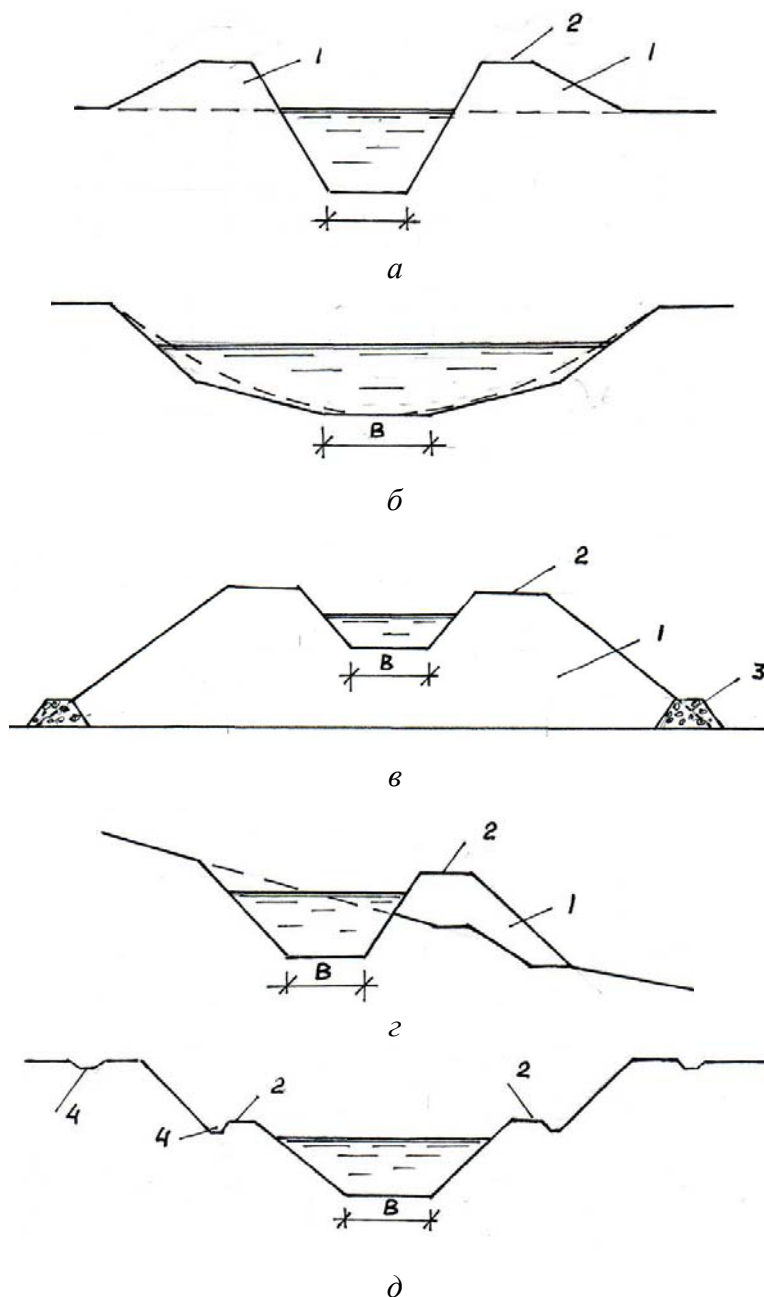


Рис. 4.4. Поперечное сечение каналов:  
1 – насыпь; 2 – берма; 3 – призма; 4 – кювет

Верх бермы или дамбы размещают на высоте 0,2–2,0 м над максимальным уровнем воды в канале в зависимости от пропускной способности, колебаний уровней, волнообразования и других эксплуатационных особенностей канала. Ширину дамб поверху назначают до 4 м, с одной из сторон канала размещают инспекторскую дорогу шириной не менее 7 м. При глубине канала более 5 м проверяют устойчивость его откосов.

При расположении канала на косогорном участке для уменьшения объема земляных работ предпочтение следует отдавать трапецеидальному сечению с выполнением дамбы в полувыемке-полунасыпи (рис. 4.4, *з*), причем сопряжение дамбы с основанием рекомендуется осуществлять ступенями. При крутых склонах иногда более выгодно одну из сторон канала выполнять в виде бетонной стенки.

При заложении откосов  $m = 2-3$  наиболее распространено отношение глубины воды в канале  $h_{\text{кан}}$  к ширине канала по дну  $b$  в пределах 0,47–0,32.

### 1.2.3. Облицовка каналов

Облицовка каналов уменьшает их поперечное сечение при заданной пропускной способности, значительно сокращает или исключает потери воды на фильтрацию, защищает откосы от размыва, позволяет повысить допустимые скорости (исключающие размыв). Борьбу с фильтрацией на каналах ведут также путем использования искусственного кольматажа и устройства экранов из слабофильтрующих грунтов или искусственных пленок.



Рис. 4.5. Трапецеидальный канал с облицовкой откосов железобетонными плитами (фото автора)

*Бетонные и железобетонные облицовки могут быть как монолитными, так и сборными (рис. 4.5). Слабым местом сборных облицовок яв-*

ляются швы между плитами, герметизация которых приходит в полную негодность за 5–7 лет эксплуатации. Основные причины разрушения швов – температурные и осадочные деформации.

*Асфальтобетонные* облицовки отличаются большей водонепроницаемостью, что особенно важно при пучинистых грунтах. Асфальтобетонные облицовки бывают однослойными и многослойными. Толщина однослойной – 4–6 см.

*Полимерные* материалы в качестве противофильтрационных покрытий каналов имеют широкое распространение благодаря их практически полной водонепроницаемости. К недостаткам этих покрытий относятся неустойчивость против грызунов и растений и довольно быстрое старение от повышения температуры.

К другим типам облицовки относятся *каменные одежды*, которые хорошо воспринимают температурные и осадочные деформации, но для них необходимо устраивать подготовку в виде обратного фильтра.

### 1.3. Гидравлические расчеты каналов

#### 1.3.1. Форма живого сечения

Наиболее распространена трапециевидальная форма живого сечения каналов различного назначения (рис. 4.6).

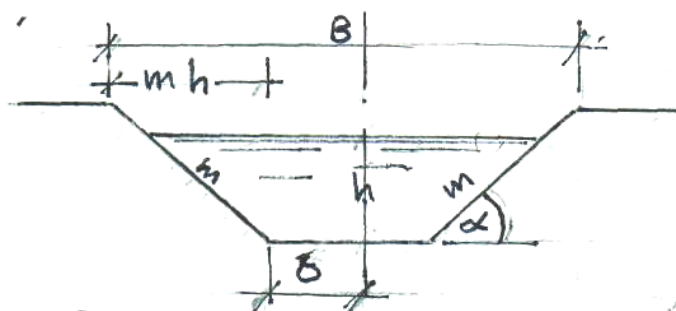


Рис. 4.6. Расчетная схема к определению пропускной способности канала

Реже живым сечениям придают полигональную, параболическую и прямоугольные формы. Эти формы обладают большим гидравлическим радиусом, следовательно, выгоднее трапециевидальной в гидравлическом отношении, однако последняя предпочтительнее по условиям производства работ.

Гидравлически наивыгоднейшее сечение канала характеризуется наибольшим значением гидравлического радиуса.

***Гидравлически наивыгоднейшей*** называется такая форма поперечного сечения канала, которая при заданном уклоне  $i$ , коэффициенте шеро-

ховатости  $n$  и площади поперечного сечения  $\omega$  соответствует наибольшей пропускной способности канала. При заданной площади  $\omega = \text{const}$  должен быть минимальным смоченный периметр  $\chi$  и, следовательно, максимальным гидравлический радиус  $R$  [7].

Для каналов с сечением трапецеидальной формы отношение ширины канала по дну  $b$  к глубине  $h$  в этом случае равно

$$\beta_{г.н} = b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (4.1)$$

Значения  $\beta_{г.н}$  приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

**Значения  $\beta_{г.н}$  для канала с гидравлически наивыгоднейшим сечением трапецеидальной формы**

$m$	$\beta_{г.н}$	$m$	$\beta_{г.н}$	$m$	$\beta_{г.н}$
0	2,00	1	0,83	2,5	0,385
0,25	1,56	1,5	0,61	3	0,325
0,5	1,24	2	0,47	4	0,250

Площадь поперечного сечения канала определяют по формуле

$$\omega = (b + mh)h, \quad (4.2)$$

где  $b$  – ширина канала по дну (см. рис. 4.4);  $m$  – коэффициент откоса,  $m = \text{ctg}\alpha$ ;  $h$  – глубина воды в канале.

Ширина канала поверху  $B = b + 2mh$ .

Длину смоченного периметра рассчитывают по формуле

$$\chi = b + 2h \sqrt{1+m^2}. \quad (4.3)$$

Гидравлический радиус  $R = \omega/\chi$  выражается с учетом формул (4.2) и (4.3).

При гидравлическом расчете каналов решают следующие основные задачи:

1. При заданных размерах канала ( $b$ ,  $h$  и  $m$ ), коэффициенте шероховатости  $n$  (табл. 4.2, 4.3) и уклоне поверхности воды  $J$  определяют среднюю скорость потока  $v$  и пропускную способность канала (расход воды)  $Q$ .

Вычисляют площадь  $\omega$  для трапецеидального канала по формуле (4.2), гидравлический радиус  $R$ , коэффициент  $C$ , скорость  $v$  по формуле

$$v = C\sqrt{RJ} \quad (4.4)$$

и расход  $Q$  по формуле

$$Q = \omega C\sqrt{RJ}, \quad (4.5)$$

где  $C$  – коэффициент Шези, который можно найти по табл. 3.3, при значениях коэффициента шероховатости  $n$ , указанных в табл. 4.2, 4.3, значения  $C$  определяют линейной интерполяцией.

Таблица 4.2

**Значения коэффициента шероховатости  $n$  каналов с облицовкой**

Вид облицовки	$n$
Бетонная:	
хорошо отделанная	0,012–0,014
грубая	0,015–0,017
Сборные железобетонные лотки	0,012–0,015
Булыжная мостовая	0,020–0,025
Из тесаного камня	0,013–0,017
Кладка бутовая на цементном растворе	0,017–0,030
Покрытие из асфальтобитумных материалов	0,013–0,016
Одернованное русло (в зависимости от высоты травы)	0,030–0,035

Таблица 4.3

**Значения коэффициента шероховатости  $n$  каналов с земляным руслом**

Характеристика каналов и русла	Значения $n$ каналов	
	оросительных	коллекторно-дренажных и осушительных
Пропуск расхода $> 25$ м/с		
Русло:		
глинистое, песчаное	0,020	0,025
гравийно-галечниковое	0,0225	0,0275
Пропуск расхода 25–1 м/с		
Русло:		
глинистое, песчаное	0,0225	0,030
гравийно-галечниковое	0,025	0,0325
Пропуск расхода $< 1$ м/с		
Постоянная сеть	0,0275	–
Временные оросители	0,030	–

**П р и м е ч а н и е.** Для каналов водосборно-сбросной сети значения  $n$  повышают на 10 % по сравнению с указанными в таблице для оросительных каналов и округляют до ближайшего общепринятого значения.

2. По заданному расходу  $Q$ , размерам канала и коэффициенту  $n$  определяют уклон  $J$ .

Искомую величину уклона рассчитывают по формуле

$$J = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}, \quad (4.6)$$

где  $K$  – расходная характеристика, имеющая размерность расхода воды.

Если требуется найти уклон канала по значению неразмывающей  $v_{нр}$  или незаилающей  $v_{нз}$  скорости, то можно использовать формулу

$$J = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{v^2}{C^2 R}, \quad (4.7)$$

в которую вместо  $v$  подставляют  $v_{нр}$  (табл. 4.4–4.6) или  $v_{нз}$  скорости.

3. Рассчитывают размеры поперечного сечения канала, т. е. глубину  $h$  и ширину  $b$  при известных  $Q$ ,  $J$ ,  $n$ . Задачи этого типа наиболее часто встречаются в практике.

Таблица 4.4

**Значения средней неразмывающей скорости потока  $v_{нр}$ , м/с, для неоднородных песчаных грунтов**

Средний диаметр частиц $d_{ср}$ , мм	Глубина потока $h$ , м										
	0,5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,1	0,36	0,43	0,51	0,56	—	0,64	—	—	0,72	—	0,77
0,2	0,37	0,45	0,53	0,59	—	0,67	—	—	0,75	—	0,80
0,3	0,39	0,47	0,56	0,62	—	0,70	—	—	0,79	—	0,84
0,5	0,45	0,54	0,64	0,71	—	0,81	—	—	0,91	—	0,96
1	0,54	0,64	0,76	0,84	—	0,96	—	—	1,07	—	1,14
2	0,64	0,76	0,90	1,00	—	1,14	—	—	1,28	—	1,35
3	0,71	0,84	1,00	1,10	—	1,26	—	—	1,41	—	1,49
5	0,81	0,96	1,14	1,26	—	1,43	—	—	1,61	—	1,71
10	0,96	1,14	1,35	1,49	—	1,71	—	—	1,92	—	2,03
20	1,13	1,35	1,61	1,77	—	2,02	—	—	2,26	—	2,40
30	1,26	1,49	1,77	1,97	—	2,24	—	—	2,51	—	2,65
50	1,43	1,70	2,02	2,24	—	2,54	—	—	2,86	—	3,02
100	1,70	2,02	2,40	2,66	—	3,03	—	—	3,40	—	3,6

Таблица 4.5

**Значения средней неразмывающей скорости потока  $v_{нр}$ , м/с, для связных грунтов**

Удельное сцепление $c \cdot 10^5$ , Па	Глубина потока $h$ , м							
	0,5		1		3		5	
	Содержание легкорастворимых солей*, % массы плотного остатка абсолютно сухого грунта							
	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0
0,005	0,39	0,36	0,43	0,40	0,49	0,46	0,52	0,49
0,010	0,44	0,39	0,48	0,43	0,55	0,49	0,58	0,52
0,020	0,52	0,41	0,57	0,45	0,65	0,52	0,69	0,55
0,030	0,59	0,43	0,64	0,48	0,74	0,55	0,78	0,59
0,040	0,65	0,46	0,71	0,51	0,81	0,58	0,86	0,62

Удельное сцепление $c \cdot 10^5$ , Па	Глубина потока $h$ , м							
	0,5		1		3		5	
	Содержание легкорастворимых солей*, % массы плотного остатка абсолютно сухого грунта							
	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0	<0,2	0,2–3,0
0,050	0,71	0,48	0,77	0,53	0,89	0,61	0,98	0,65
0,075	0,83	0,51	0,91	0,56	1,04	0,64	1,10	0,69
0,125	1,03	0,60	1,13	0,67	1,30	0,76	1,37	0,81
0,150	1,21	0,65	1,33	0,72	1,52	0,82	1,60	0,88
0,200	1,28	0,75	1,40	0,82	1,60	0,93	1,69	1,00
0,225	1,36	0,80	1,48	0,88	1,70	1,00	1,80	1,07
0,250	1,42	0,82	1,55	0,91	1,78	1,04	1,88	1,10
0,300	1,54	0,96	1,69	0,99	1,94	1,12	2,04	1,20
0,350	1,67	0,97	1,88	1,06	2,09	1,22	2,21	1,30
0,400	1,79	1,03	1,96	1,15	2,25	1,31	2,38	1,40
0,450	1,88	1,09	2,06	1,20	2,35	1,39	2,49	1,46
0,500	1,99	1,26	2,17	1,28	2,50	1,46	2,63	1,56
0,600	2,16	1,27	2,38	1,38	2,72	1,60	2,88	1,70

\* CaCl, MgCl<sub>2</sub>, NaCl, Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, NaHCO<sub>3</sub>.

Таблица 4.6

**Значения средней неразмывающей скорости потока  $v_{np}$ , м/с,  
для закрепленных русел**

Вид крепления	Глубина потока $h$ , м			
	<0,5	1	3	5
Бетонная облицовка* при классе бетона по прочности на сжатие:				
В 10	12,5	13,8	16,0	17,0
В 15	14,0	15,6	18,0	19,1
В 20	15,6	17,3	20,0	41,2
В 30	19,2	21,2	24,6	26,1
Облицовка из каменной кладки* при проектной марке раствора по прочности на сжатие:				
М 10	4,3	5,0	6,2	6,7
М 25	6,3	7,4	9,1	9,8
М 150–М 50	7,4	8,7	10,7	11,6
Габионы (размером 0,5 м и более)	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0	3,5	4,0	4,4
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10–15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена:				
на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15–20	2,4	2,8	3,5	3,8
20–30	2,8	3,3	4,1	4,4

Вид крепления	Глубина потока $h$ , м			
	<0,5	1	3	5
на осевшем или плотно утрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15–20	2,6	3,0	3,7	4,0
20–30	3,0	3,6	4,5	4,9
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:				
15–20	3,0	3,5	4,3	4,7
20–30	3,1	3,7	4,7	5,1
Дерновка плашмя	1,0	1,25	1,5	1,5

\*Поток не содержит песчаных и галечниковых наносов.

Так как здесь неизвестными величинами являются  $b$  и  $h$ , то одной из них задаются, а вторую определяют.

Для решения задачи графоаналитическим способом при назначенной, например, ширине канала по дну  $b$  задаются рядом значений (тремя или четырьмя) глубины  $h$  и находят  $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $C$ ,  $K$ . Вычисления рекомендуется делать в табличной форме:

$h$ , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	$R$ , м	$C$ , м <sup>0,5</sup> /с	$K = \omega C \sqrt{R}$ , м <sup>3</sup> /с

По значениям расходной характеристики  $K$  и глубины  $h$  строят кривую зависимости  $K = k(h)$ , которая должна проходить через начало координат. По этой кривой, отложив на оси  $K$  заданную расходную характеристику  $K_0 = Q/\sqrt{J_0}$ , определяют искомое значение  $h_0$  и проверяют его вычислением расхода воды по формуле (4.5). При равномерном движении уклон дна канала  $J_0 = J$ .

Затем подсчитывают скорость  $v = Q/\omega$ . Глубину потока при равномерном движении жидкости называют нормальной глубиной (обозначена в дальнейшем  $h_0$ ).

Если глубину подбирают непосредственно по расходам воды, то в приведенную выше табличную форму вместо графы  $K$  вводят графы  $\sqrt{J}$ ,  $v$  и  $Q$ .

Если назначена глубина  $h$ , то  $b$  вычисляют аналогично, заменяя в таблице графу  $h$  графой  $b$ . При этом надо иметь в виду, что в общем случае кривая  $K = K(b)$  проходит не через начало координат.

### 1.3.2. Допускаемые скорости движения воды в каналах

Рассчитанные при проектировании гидравлические элементы канала должны создавать такую среднюю скорость движения воды, чтобы обеспечивать выполнение условия [7]



$$v_{\text{нз}} \leq v \leq v_{\text{нр}}, \quad (4.8)$$

где  $v_{\text{нз}}$  – незаиляющая скорость (для среднего диаметра частиц наносов, взвешенных в потоке);  $v_{\text{нр}}$  – неразмывающая скорость (для среднего диаметра частиц грунта  $d_{\text{ср}}$  на дне неукрепленного русла канала).

Если канал проложен в неоднородных песчаных грунтах и его дно и откосы не укреплены, то среднюю неразмывающую скорость определяют по формуле

$$v_{\text{ср}} = 3,6 (h d_{\text{ср}})^{0,25}, \quad (4.9)$$

где  $d_{\text{ср}}$  – диаметр частиц грунта, м,  $d_{10}/d_{\text{ср}} \approx 0,2-0,3$ .

Если канал проложен в близких к однородным ( $d_{10}/d_{\text{ср}} \approx 0,67$ ) несвязных грунтах, то

$$v_{\text{ср}} = 4,7 (h d_{\text{ср}})^{0,25} = 1,3 v_{\text{нр}}. \quad (4.10)$$

Неразмывающая средняя скорость потока в каналах, проходящих в связных (глинистых) грунтах, зависит от глубины потока  $h$ , удельного сцепления между частицами грунта  $c$ , Па, и содержания легкорастворимых солей.

Скорость  $v_{\text{нр}}$  для закрепленных русел устанавливается в зависимости от вида крепления и глубины потока  $h$ .

Средняя незаиляющая скорость потока может быть рассчитана по формуле

$$v_{\text{нз}} = e \sqrt{R}, \quad (4.11)$$

где  $e$  – коэффициент, определяемый по табл. 4.7.

Таблица 4.7

**Значения коэффициента  $e$  при  $\rho < 0,01$  %**

$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$e, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$e, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$e, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$
0,1	0,22	0,6	0,82	1,5	1,03
0,2	0,45	0,8	0,9	2,0	1,10
0,4	0,67	1,0	0,95	3,3	1,11

При других значениях шероховатости русла  $n$  значение  $e$  вычисляется по формуле И. И. Леви [7]:

$$e = 0,1 \frac{\omega}{\sqrt{d_{\text{ср}}}} \sqrt{\frac{\rho}{0,01}} \cdot \frac{0,0225}{n}, \quad (4.12)$$

где  $\omega$  – гидравлическая крупность частиц взвешенных наносов диаметром  $d_{\text{ср}}$ , мм/с;  $d_{\text{ср}}$  – средний диаметр преобладающих частиц взвешенных наносов, мм;  $\rho$  – процент (по массе) взвешенных наносов размером более 0,25 мм.

Значение коэффициента  $e$  при  $R = 1$  м равно  $v_{нз}$ .

Для предотвращения зарастания канала необходимо обеспечить скорость потока не менее 0,5–0,6 м/с.

Заложение (уклон) откосов каналов диктуется условиями их устойчивости.

Таблица 4.8

**Примерное заложение  $m$  подводных откосов каналов при  $h < 5$  м**

Грунт	$m$
Скала:	
прочная	0,1–0,25
слабая	0,25–0,5
Полускальные водостойкие породы	0,5–1,0
Плотные суглинки, глины, гравийно-галечниковый грунт	1,0–1,5
Супесь	1,5–2,0
Песок:	
крупный и средней крупности	1,5–2,5
мелкий	3,0–3,5

Для предварительных расчетов трапецеидальных каналов глубиной не более 5 м примерные значения заложения откосов можно принимать по табл. 4.8.

## 1.4. Определение потерь воды на фильтрацию

Потери воды из каналов на фильтрацию зависят от фильтрационных свойств грунтов по длине каналов, положения естественного уровня грунтовых вод, расположения грунтов различной проницаемости по глубине, длины смоченного периметра канала и других факторов.

Решение вопросов, связанных с фильтрацией воды из каналов, включает определение потерь воды на фильтрацию, расчет подъема уровней грунтовых вод в местности, прилегающей к каналу, а следовательно, и возможности заболачивания ее, разработку мероприятий по уменьшению потерь на фильтрацию путем устройства противофильтрационных экранов той или иной конструкции, разработку мероприятий по дренированию прилегающих к каналу территорий.

**Фильтрационные потоки** из каналов подразделяются на два основных типа:

- *неподпертый поток*, т. е. поток, не взаимодействующий с естественным грунтовым потоком;

- *поток подпертый*, взаимодействующий с естественным грунтовым потоком.

В большинстве случаев первый тип после начала эксплуатации канала переходит во второй тип [7].

### 1.4.1. Фильтрация из каналов без подпора

Канал без подпора может быть как экранированным, так и неэкранированным (рис. 4.7).

**Канал без экрана в однородном грунте.** Удельный фильтрационный расход из неэкранированного канала (рис. 4.7, а) в однородном грунте при бесконечной глубине залегания уровня грунтовых вод определяется по формуле [7]

$$q = k_{\phi} (B + Ah_0) \left(1 + \frac{h_0 + h_n}{y}\right), \quad (4.13)$$

где  $k_{\phi}$  – коэффициент фильтрации подстилающего слоя грунта;  $B$  – ширина канала по урезу воды;  $A$  – коэффициент, учитывающий боковое растекание потока (табл. 4.9);  $h_0$  – глубина воды в канале;  $h_n$  – высота капиллярного поднятия;  $y$  – глубина промачивания грунта.

Длительность промачивания однородных грунтов зоны аэрации на глубину  $y$  от дна канала в период свободной фильтрации определяется по формуле

$$t = \frac{\mu}{k_{\phi}} (h_0 + h_n) \left[ \frac{y}{h_0 + h_n} - \ln \left(1 + \frac{y}{h_0 + h_n}\right) \right], \quad (4.14)$$

где  $\mu$  – недостаток насыщения грунта водой, принимаемый равным для песка – 0,18–0,28; для супеси – 0,1–0,2; для суглинка – 0,01–0,1; для глинистых грунтов – 0,005–0,05.

**Канал без экрана на двухслойном основании.** Удельный фильтрационный расход из неэкранированного канала, располагаемого на двухслойном основании (рис. 4.7, б), и длительность промачивания верхнего слоя на глубину  $y = \delta_1$  определяют, как и в случае однородного основания, по формулам (4.13) и (4.14).

Характер фильтрационного потока во втором случае зависит от соотношения коэффициентов фильтрации слоев  $k_1/k_2$ .

При  $k_1/k_2 \geq \delta_1(\delta_1 + h_0 + h_n)$  поток будет двигаться с полным заполнением пор грунта водой.

Удельный фильтрационный расход и длительность промачивания на глубину  $y_2$  в этом случае определяются по формулам:

$$q = \frac{k_1 B y_2}{\alpha} \cdot \frac{1 + \alpha}{\delta_1 + \sigma y_2}, \quad (4.15)$$

$$t = t_1 + \frac{n_2 y_2}{k_1} \left\{ \left( \frac{\sigma}{\alpha} + \frac{\delta_1}{y_2} \right) [\alpha - \ln(1 + \alpha)] - \frac{\delta_1}{y_2} \cdot \alpha \right\}, \quad (4.16)$$

$$\alpha = \frac{y_2}{\delta_1 + h_0 + h_n}, \quad \sigma = \frac{k_1}{k_2}, \quad (4.17)$$

где  $t_1$  – длительность промачивания первого слоя;  $n_2$  – пористость второго слоя.

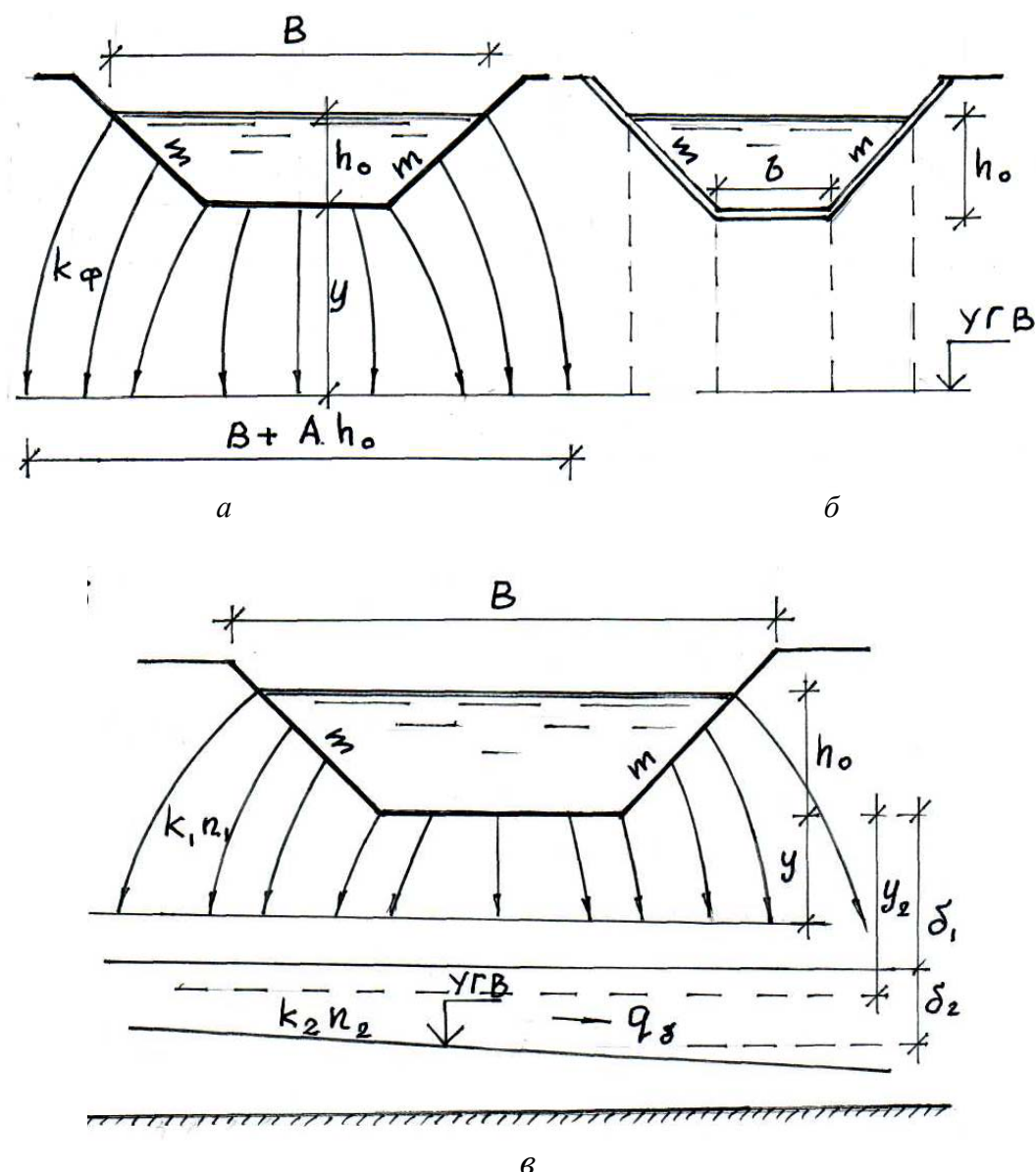


Рис. 4.7. Схемы к расчету фильтрации из каналов без подпора: а – канал без экрана в однородном грунте; б – то же на двухслойном основании, насыщенном водой с  $k_\phi$ , принимаемым равным для песка – 0,18–0,28; для супеси – 0,1–0,2; для суглинка – 0,01–0,1; для глинистых грунтов – 0,005–0,05; в – канал с экраном при отсутствии подпора

Таблица 4.9

Значения коэффициента  $A$ 

$m$	$B/h_0$					
	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0
1,0	3,0	3,4	3,6	3,9	4,0	4,4
1,5	2,5	2,9	3,2	3,4	3,6	3,9
1,75	2,3	2,7	3,0	3,3	3,5	3,7
2,0	2,1	2,6	2,9	3,1	3,3	3,6
2,5	1,7	2,3	2,6	2,9	3,1	3,3

При  $k_1/k_2 < \delta_1(\delta_1 + h_0 + h_n)$  движение фильтрационных вод во втором слое будет происходить с неполным насыщением пор грунта водой. В этом случае длительность промачивания второго слоя мощностью  $\delta_2$  определяется по формуле Н. Н. Биндемана [7]:

$$t_2 = \frac{A_2 B}{q} \left[ \left( n_2 - \alpha \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{B k_2}} - (w_e - \alpha) \right) \right], \quad (4.18)$$

где  $q$  – фильтрационный расход из канала к концу промывания первого слоя;  $\alpha$  – молекулярная влагоемкость грунтов второго слоя;  $w_e$  – естественная объемная влажность грунта второго слоя.

**Экранированный канал.** Удельный фильтрационный расход из экранированного канала (рис. 4.7, в) в случае отсутствия подпора может быть определен по формуле

$$q = k_3 \frac{h_0 + e}{e} (b + h_0 \sqrt{1 + m^2}), \quad (4.19)$$

где  $k_3$  – коэффициент фильтрации экрана;  $e$  – толщина экрана;  $b$  – ширина канала по дну.

Движение воды под экраном при этом происходит с неполным заполнением пор грунта.

#### 1.4.2. Гидравлические элементы живого сечения потока в канале

Для наиболее часто встречающихся поперечных сечений каналов (рис. 4.8) запишем формулы, служащие для определения величин  $\omega$ ,  $\chi$  и  $R$  (где  $\omega$  – площадь живого сечения;  $\chi$  – смоченный периметр;  $R$  – гидравлический радиус).

**Симметричное трапециевидальное поперечное сечение** (рис. 4.8, а). Здесь  $b$  – ширина канала по дну;  $h_0$  – глубина наполнения канала;  $m$  – коэффициент откоса,

$$m = \operatorname{ctg} \psi, \quad (4.20)$$

где угол  $\psi$  задают не по соображениям гидравлического расчета, а учитывая устойчивость грунта откоса (если откосы канала образуются нескальным грунтом). Ширина потока поверху

$$B = b + 2mh. \quad (4.21)$$

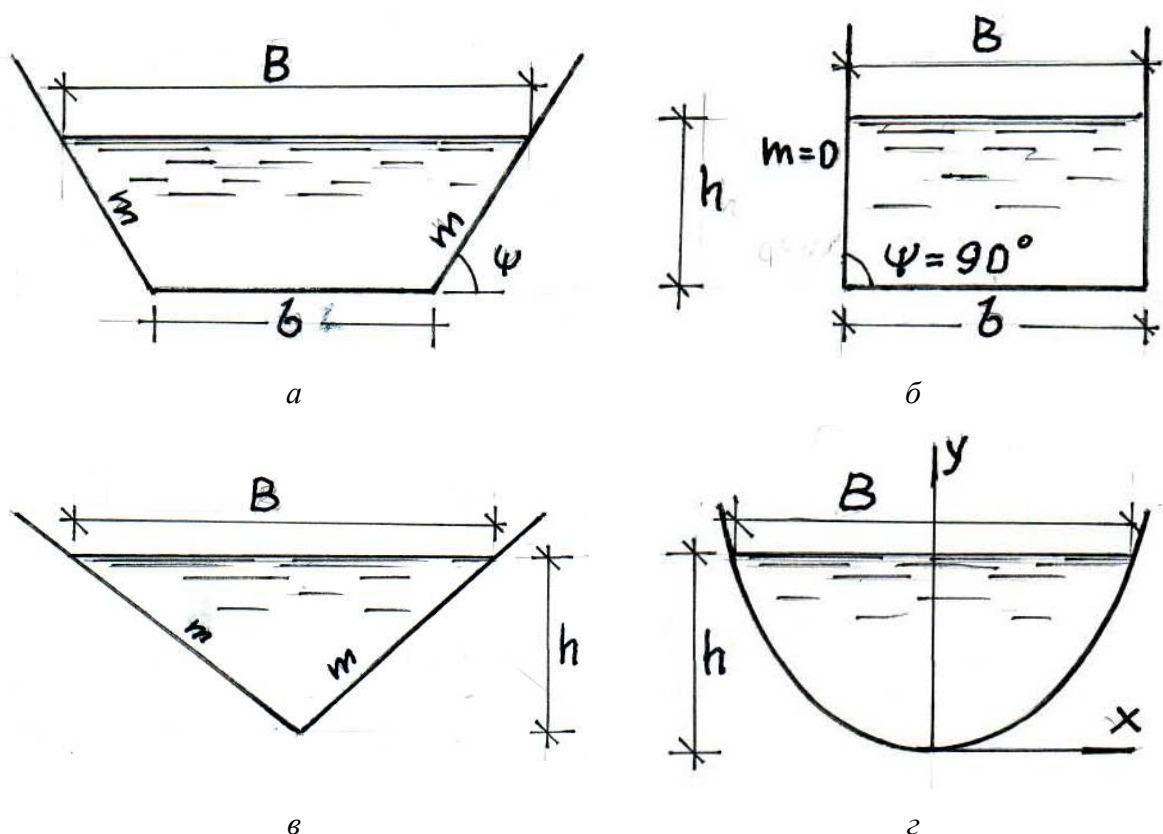


Рис. 4.8. Примеры поперечного сечения каналов

Величины живого сечения  $\omega$  и смоченного периметра  $\chi$  удобно вычислять по следующим геометрическим зависимостям:

$$\omega = (b + mh)h_0, \quad (4.22)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \quad (4.23)$$

Зная  $\omega$  и  $\chi$ , определяют  $R$ :

$$R = \omega/\chi. \quad (4.24)$$

Иногда при расчете каналов пользуются понятием относительной ширины канала по дну

$$\beta = b/h_0. \quad (4.25)$$

Величины  $\omega$  и  $\chi$  через  $\beta$  выражаются следующим образом:

$$\omega = h_0^2(\beta + m), \quad (4.26)$$

$$\chi = h_0(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}). \quad (4.27)$$

**Прямоугольное поперечное сечение** (рис. 4.8, б). Здесь

$$\begin{aligned} B &= b; \quad m = \operatorname{ctg} 90^\circ = 0, \\ \omega &= bh_0, \quad \chi = b + 2h_0. \end{aligned} \quad (4.28)$$

В случае весьма широкого прямоугольного русла

$$\chi = b. \quad (4.29)$$

**Треугольное поперечное сечение** (рис. 4.8, в). Здесь

$$\begin{aligned} b &= 0; \quad B = 2mh_0, \\ \omega &= mh^2, \quad \chi = 2h_0\sqrt{1+m^2}. \end{aligned} \quad (4.30)$$

**Параболическое поперечное сечение** (рис. 4.8, г). Уравнение параболы, образующей периметр, имеет вид

$$\chi^2 = 2py. \quad (4.31)$$

### 1.4.3. Расчет трапецидальных каналов на равномерное движение воды

Трапецидальные каналы характеризуются шестью величинами:  $b$ ,  $h$ ,  $m$  (эти три величины целиком определяют размеры живого сечения канала),  $n$ ,  $i$ ,  $Q$  или  $v = Q/\omega$ . Некоторые из приведенных величин бывают заданы теми или другими условиями проектирования. Задача гидравлического расчета обычно состоит в том, чтобы, зная пять из названных величин, найти шестую. Ниже рассмотрим примеры решения такого рода вопросов, связанных с расчетом и проектированием каналов [4].

**Задачи, в которых живое сечение канала задано, т. е. в число заданных величин входят  $b$ ,  $h_0$  и  $m$ .** Эти задачи решаются непосредственно, без подбора искомой величины.

**Пример 1.** Даны все размеры живого сечения (т. е. величины  $b$ ,  $h$ ,  $m$ ), уклон дна  $i$  и коэффициент шероховатости  $n$ . Требуется найти шестую величину – расход  $Q$  воды в канале.

**Решение.** 1. Зная размер живого сечения, находим  $\omega$  и  $\chi$  по зависимостям (4.26), (4.27).

2. Определяем  $R = \omega/\chi$ .

3. Зная  $R$  и  $n$ , по табл. 3.3 находим коэффициент Шези  $C$ .

4. Зная  $C$  и  $R$ , определяем  $v$ :

$$v = C \sqrt{Ri}.$$

5. Зная  $v$  и  $\omega$ , находим  $Q$

$$Q = \omega v.$$

**Пример 2.** Даны все размеры живого сечения (т. е. величины  $b$ ,  $h$ ,  $m$ ),  $n$  и  $Q$ . Требуется найти шестую величину – неизвестную  $i$ , т. е. уклон дна канала, при котором канал заданного поперечного сечения и шероховатости будет пропускать заданный расход  $Q$ .

**Решение.** 1. Так же, как и выше, находим величины  $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $C$ .

2. Зная  $\omega$ , находим  $v$ :

$$v = Q/\omega.$$

3. По формуле вычисляем уклон:

$$i = v^2/C^2R.$$

**Задачи, в которых живое сечение канала не задано, т. е. в число искомых величин входят  $b$  или  $h_0$**  (коэффициент откоса  $m$ , как правило, задан для гидравлического расчета). Задачи этой группы всегда решаются путем подбора искомой величины.

**Пример 3.** Даны  $m$ ,  $b$ ,  $n$ ,  $i$ ,  $Q$ . Требуется найти глубину наполнения канала  $h_0$ .

**Решение.** 1. Находим модуль расхода, которым должен характеризоваться рассчитываемый канал. Этот модуль будем называть необходимым и обозначать через  $K_{\text{необх}}$ :

$$K_{\text{необх}} = Q/\sqrt{i}.$$

2. Составляем таблицу:

№ п/п	Величина или расчетная формула	Единица измерения	Задаваемые и необходимые числовые значения $h$				Примечания
1	$h_0$	м	$h_1$	$h_2$	$h_3$	$h_4$	$m = \dots$
2	$mh_0$	м					$b = \dots$
3	$b + mh_0$	м					
4	$\omega = (b + mh_0)h_0$	м <sup>2</sup>					
5	$h(2\sqrt{1+m^2})$	м					$2\sqrt{1+m^2} = \dots$
6	$h + \beta(2\sqrt{1+m^2})$	м					
7	$R = \omega/\chi$	м					По формуле
8	$C$	$\sqrt{\frac{M^{0,5}}{c^2}}$					При $n = \dots$
9	$\sqrt{Q}$	$\sqrt{M}$					
10	$K = \omega C \sqrt{R}$	м <sup>3</sup> /с					

По формуле (4.3), в которой задаемся рядом значений  $h_0$ ,  $\omega$ , для каждого  $h_0$  вычисляем соответствующий модуль расхода  $K$ .



3. По данным 1-й и 10-й строк таблицы строим график (рис. 4.9).

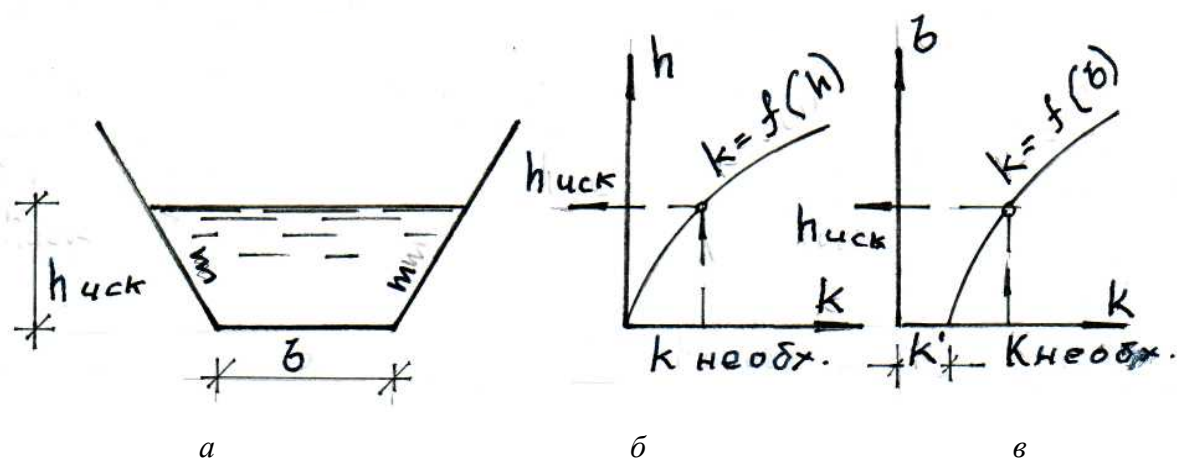


Рис. 4.9. Графики  $K=f(h)$  и  $K=f(b)$

4. По графику, зная  $K_{\text{необх}}$ , находим искомое  $h$ , как показано на рис. 4.9, б (см.  $h_{\text{иск}}$ ).

Примечания:

1. Число точек для определения  $h_{\text{иск}}$  должно быть равно 4.
2. Кривая  $K=f(h)$  имеет выпуклость, обращенную в сторону оси  $h$  и проходящую через начало координат (так как при  $h_0 = 0$  значение  $K = 0$ ).

**Пример 4.** Даны  $m, h, n, i, Q$ . Требуется подобрать необходимую ширину канала  $b$  по дну.

Решение. 1. Находим необходимый модуль расхода:

$$K_{\text{необх}} = Q/\sqrt{i}.$$

2. Составляем таблицу, в которой задаемся рядом значений  $b$ , и для каждого  $b$  вычисляем соответствующий модуль расхода  $K$ :

№ п/п	Величина или расчетная формула	Единица измерения	Задаваемые и необходимые числовые значения				Примечания
1	$b$	м	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	...
2	$b + mh$	м					$m = \dots$ ; $mh = \dots$
3	$\omega = (b + mh)h$	м <sup>2</sup>					$h = \dots$
4	$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	м					$2h\sqrt{1 + m^2} = \dots$
5	$R = \omega/\chi$	м					
6	$C$	$\sqrt{\frac{M^{0,5}}{c^2}}$					По формуле..
7	$\sqrt{R}$	м					При $n = \dots$
8	$K = \omega C \sqrt{R}$	м <sup>3</sup> /с					

3. По данным 1-й и 8-й строк таблицы строим график  $K = f(b)$  (рис. 4.9, в).

4. По этому графику, зная  $K_{\text{необх}}$ , находим искомое  $b$ . Кривая  $K = f(b)$  не проходит через начало координат. Модуль  $K_0$ , указанный на графике, отвечает треугольному руслу (когда  $b = 0$ ).

**Пример 5.** Даны  $m, n, i, Q, \beta$ . Требуется найти  $b$  и  $h$ .

**Решение.** 1. Находим необходимый модуль расхода:

$$K_{\text{необх}} = Q / \sqrt{i}.$$

2. Составляем таблицу, как в примере 4, дополняя ее одной строкой:  $b = \beta h$ . В этой таблице задаемся рядом значений  $h_0$  (в строке 1) и затем в дополнительной строке 2 рассчитываем соответствующие значения  $b$ ; после этого вычисляем соответствующие значения  $K$ .

3. Строим график  $K = f(h)$  (рис. 4.9, б).

4. Зная  $h_0$ , определяем  $b$  ( $b = \beta h_0$ ). Величину  $\beta$  можно определить из выражения для гидравлически наивыгоднейшей формы канала:

$$\beta_{\text{г.н}} (b/h)_{\text{г.н}} = 2 (\sqrt{1 + m^2} - m).$$

**Задачи, в которых среди заданных величин есть средняя скорость  $v$ .** Рассмотрим их решение на примерах.

**Пример 6.** Даны  $m, b, h$  (т. е. задано живое сечение),  $n, v$ . Требуется найти  $Q$  и  $i$ .

**Решение.** 1. Вычисляем площадь живого сечения  $\omega$ :

$$\omega = (b + mh) h.$$

2. Находим расход  $Q$ :

$$Q = \omega v.$$

3. Определяем уклон дна  $i$ :

$$i = v^2 / C^2 R,$$

где  $C$  и  $R$  легко могут быть найдены предварительно (см., например, пример 1).

**Пример 7.** Даны а)  $m, n, Q, v$ ; б) одна из величин –  $h_0$  или  $b$ . Требуется найти: а) уклон  $i$ ; б) величину  $b$  или  $h$ .

**Решение.** 1. Вычисляем площадь живого сечения  $\omega$

$$\omega = Q / v.$$

2. Имеем известное геометрическое уравнение

$$\omega = (b + mh) h_0,$$

это уравнение содержит одно неизвестное –  $b$  или  $h_0$ . Решая данное уравнение, находим недостающий размер живого сечения.

3. Уклон  $i$  определяем по формуле

$$i = v^2 / C^2 R.$$

**Пример 8.** Даны  $m, n, Q, i, v$ . Требуется найти  $b$  и  $h$ .

**Решение.** 1. Вычисляем величину  $\omega$  и модуль скорости  $W$ :

$$\omega = Q/v = A,$$

$$W = v/\sqrt{i} = B.$$

2. Записываем систему двух уравнений с двумя неизвестными:

$$\omega = (b + mh_0) h_0 = f_1(b, h_0),$$

$$W = C\sqrt{R} = f_2(b, h_0).$$

Эта система из двух уравнений может быть переписана в виде

$$(b + mh_0) h_0 = A,$$

$$C\sqrt{R} = B,$$

где  $A$  и  $B$  – известные числа;

3. Искомые величины находим, решая указанную систему уравнений с неизвестными  $b$  и  $h_0$  (путем подбора или графически).

## 1.5. Примеры гидравлического расчета канала

### 1.5.1. Определение геометрических размеров канала

**Пример 9.** Подобрать сечение отводящего трапецеидального оросительного канала от регулятора при максимальном расходе воды в канале  $Q = 18 \text{ м}^3/\text{с}$ , коэффициент откосов канала  $m = 2,5$ , уклон дна канала  $J = 0,0008$ .

**Решение.** Для определения геометрических размеров канала  $b$  и  $h_0$  (см. рис. 4.8, а) задаемся четырьмя глубинами воды в канале  $h_0 = 1; 2; 3; 4$  м; при ширине канала по дну  $b = 3$  м, находим  $\omega, \chi, R, C, K$ , при коэффициенте шероховатости  $n = 0,015$  с облицовкой откосов из сборных железобетонных плит.

Расчеты представляем в виде таблицы:

№ п/п	$h_0$	$\omega = (b + mh_0)h_0, \text{ м}^2$	$\chi = b + 2h_0\sqrt{1 + m^2}, \text{ м}$	$R = \omega/\chi, \text{ м}$	$C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$K = \omega C \sqrt{R}, \text{ м}^3/\text{с}$
1	1,0	5,5	8,38	0,66	63,2	281,6
2	2,0	16,0	13,8	1,2	38,2	1 189,0
3	3,0	31,5	19,1	1,65	70,7	2 861
4	4,0	52,0	24,5	2,0	72,4	5 308

Поясним расчет на примере первой строки этой таблицы при  $h_0 = 1$  м:

1. Площадь поперечного сечения канала

$$\omega = (3 + 2,5 \cdot 1) \cdot 1 = 5,5 \text{ м}^2.$$

2. Длина смоченного периметра

$$\chi = 3 + 2 \cdot 1 \sqrt{1 + 2,5^2} = 3 + 2 \cdot 2,69 = 8,38 \text{ м.}$$

3. Гидравлический радиус

$$R = 5,5 / 8,38 = 0,66 \text{ м.}$$

4. Значение расчетной характеристики

$$K = 5,5 \cdot 63,2 \cdot \sqrt{0,66} = 347,6 \cdot 0,81 \approx 282 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Значения коэффициента Шези  $C$ ,  $\text{м}^{0,5}/\text{с}$ , определяем по табл. 3.3, коэффициент шероховатости для железобетонных плит – по табл. 4.2.

На основании этой таблицы построим график  $h_0 = f(K)$  (рис. 4.10).

Для определения глубины потока в канале при его ширине по дну  $b = 3$  м вычисляем расходную характеристику:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = \frac{18}{\sqrt{0,008}} = \frac{18}{0,028} = 643 \text{ м}^3/\text{с.}$$

По графику (рис. 4.10) глубина в канале  $h_0 = 1,6$  м при расходе  $18 \text{ м}^3/\text{с}$ .

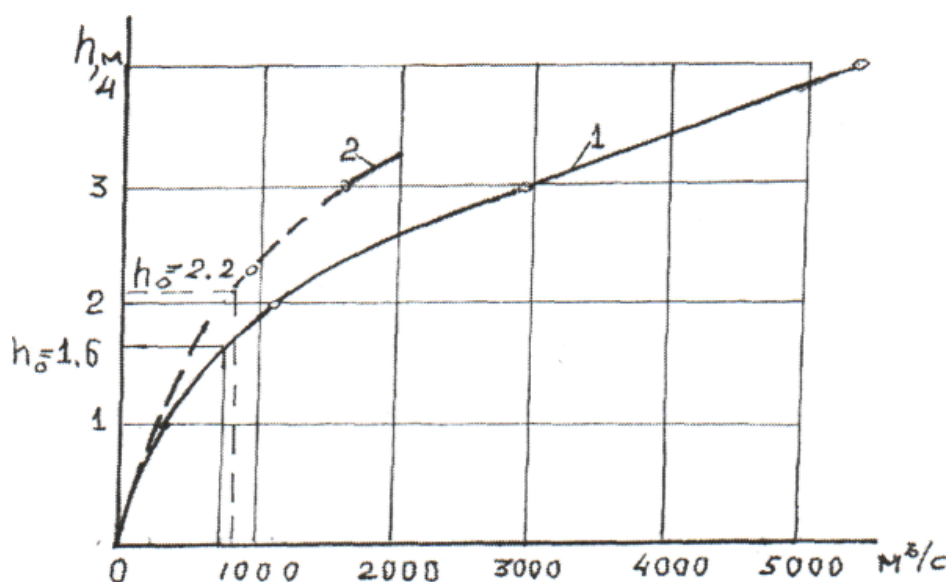


Рис. 4.13. График к определению глубины воды в канале  $h_0$ :

1 –  $h_0$  при  $b = 3,0$  м,  $m = 2,5$ ; 2 –  $h_0$  при  $b = 1,5$  м,  $m = 1,5$

Гидравлически наивыгоднейшей формой поперечного сечения канала при коэффициенте откоса  $m = 2,5$  будет  $b/h_0 = 0,385$  (см. табл. 4.1).

В данном случае  $\beta_{г.н} = 3/1,6 = 1,87$ , следовательно, принятая ширина канала по дну  $b = 3$  м при уклоне  $i = 0,0008$ , коэффициенте откоса  $m = 2,5$  является гидравлически невыгодным сечением, т. е.  $\beta_{г.н} = 1,87 > 0,385$ . Исходя из этого необходимо изменить сечение канала. Принимаем ширину канала по дну  $b = 1,5$  при  $m = 1,5$ ,  $i = 0,0007$  и расчет производим также в табличной форме:

$h_0$ , м	$\omega = (b + mh_0)h_0$ , м <sup>2</sup>	$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2}$ , м	$R = \omega/\chi$ , м	$C$ , м <sup>0,5</sup> /с	$K = \omega C\sqrt{R}$ , м <sup>3</sup> /с
1,0	3,0	5,1	0,6	62,6	146
2,0	9,0	8,7	1,03	66,7	609
3,0	18,5	12,3	1,5	70,1	1 545

Находим значение расчетной характеристики  $K$ :

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = \frac{18}{\sqrt{0,008}} = \frac{18}{0,028} = 643 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По графику (рис. 4.10) определяем глубину воды в канале:  $h_0 = 2,2$  м (пунктирная кривая).

Проверяем условие  $\beta_{г.н} = b/h = 1,5 / 2,2 = 0,68 \sim 0,61$  при  $m = 1,5$ , что допустимо, т. е. сечение при  $b = 1,5$  и  $m = 1,5$  является гидравлически наиболее выгодным сечением канала.

Вычисляем ширину канала поверху по формуле (4.21):

$$B = b + 2mh_0 = 1,5 + 2 \cdot 1,5 \cdot 2,2 = 8,1 \text{ м}.$$

После определения наиболее выгодной формы сечения необходимо произвести проверку элементов канала на размываемой и незаиляющей скоростях.

Рассчитанные при проектировании гидравлические элементы канала должны создать такую среднюю скорость движения воды, чтобы обеспечить выполнение условия (4.8):

$$v_{нз} \leq v \leq v_{нр},$$

где  $v_{нз}$  – незаиляющая скорость (для среднего диаметра частиц наносов, взвешенных в потоке), определяемая по формулам (4.11) и (4.12);  $v_{нр}$  – размывающая скорость (для среднего диаметра частиц грунта  $d_{ср}$  на дне неукрепленного русла канала), рассчитываемая по табл. 4.4;  $v$  – средняя скорость потока, определяемая по формуле (4.9).

Средний диаметр частиц песчаных и крупнообломочных грунтов вычисляют как средневзвешенный по формуле

$$d_{ср} = \Sigma(d_i \cdot P_i) / \Sigma P_i, \quad (4.32)$$

где  $d_i$  и  $P_i$  – диаметр и процентное содержание (по массе) каждой частицы.

Для связных грунтов  $v_{\text{нр}}$  определяется по табл. 4.5 и зависит от глубины потока  $h_{01}$ , удельного сцепления между частицами грунта  $c$ ,  $\text{Па}$  (см. табл. 4.5), и содержания легкорастворимых солей.

Для окончательно принятого наивыгоднейшего сечения канала при  $m = 1,5$ ,  $b = 1,5$  м,  $h_0 = 2,2$  м определяем:

1) среднюю скорость потока по формуле (4.4). Для чего необходимо предварительно рассчитать

$$\omega = (1,5 + 1,5 \cdot 2,2) \cdot 2,2 = 9,1 \text{ м}^2,$$

$$\chi = 1,5 + 22,2 \sqrt{1 + 1,5^2} = 9,42 \text{ м},$$

$$R = 9,1 / 9,42 = 0,97 \text{ м}$$

и по табл. 3.3 при  $n = 0,015$  установить коэффициент Шези  $C = 66,4 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ .

Согласно полученным данным средняя скорость в канале

$$v_{\text{ср}} = 66,4 \sqrt{0,97 \cdot 0,0007} = 1,73 \text{ м/с};$$

2) среднюю неразмывающую скорость потока в канале, облицованном бетоном класса В = 10. При глубине потока  $h_0 = 2,2$  м согласно табл. 4.6  $h_{\text{нр}} = 14,35 \text{ м/с}$ ;

3) незаиляющую скорость по формуле (4.11), а значение коэффициента  $e$  по формуле (4.12). Будем считать, что через поток проходит вода из водохранилища, содержащая взвешенные наносы со средним диаметром  $d_{\text{ср}} = 0,2$  мм и процентным содержанием (по массе)  $\rho = 0,25$  мм. Тогда

$$e = (0,1 \cdot 0,2 / \sqrt{0,25 \cdot 0,0225 / 0,015}) = (0,02 / 0,5) \cdot 1,5 = 0,06.$$

Незаиляющая скорость равна

$$v_{\text{нз}} = 0,06 \sqrt{0,25} = 0,03 \text{ м/с}.$$

Проверяем условие (4.8):  $0,03 < 1,73 < 14,35$ .

Таким образом, магистральный канал будет эксплуатироваться без заиления и размыва крепления канала.

### 1.5.2. Определение потерь воды из канала на фильтрацию

При проектировании каналов для уменьшения фильтрации предусматривают мероприятия по закреплению элементов канала путем устройства противофильтрационных экранов той или иной конструкции, разработку мероприятий по дренированию прилегающих к каналу территорий [7].

**Пример 10.** Определить потерю воды из канала на фильтрацию. Канал экранированный железобетонными плитами.

Исходные данные: расход  $Q = 18 \text{ м}^3/\text{с}$ ; ширина канала по дну  $b = 1,5 \text{ м}$ ; глубина воды в канале  $h_0 = 2,2 \text{ м}$ ; толщина экрана  $e = 15 \text{ см}$ ; коэффициент откоса  $m = 1,5$ ; коэффициент фильтрации экрана  $k_э = 0,5 \cdot 10^{-5} \text{ см/с} = 0,5 \cdot 10^{-7} \text{ м/с}$ ; грунт основания плотины – суглинок.

**Р е ш е н и е.** Определяем удельный фильтрационный расход из экранированного канала без учета подпора по формуле (4.19) на 1 м длины канала:

$$q = 0,000\,000\,05 \cdot (2,2 + 0,15) / 0,15 \cdot (1,5 + 2,2 \sqrt{1 + 1,5^2}) = \\ = 0,000\,000\,78 \cdot 8,72 = 0,000\,006\,8 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Исходя из удельного расхода  $q$ , можно определить удельный расход на фильтрацию по всей длине канала с учетом срока его эксплуатации (табл. 4.10).

Таблица 4.10

**Значения осредненного коэффициента фильтрации  $k_f$  и ориентировочный срок службы  $T$  облицовки каналов**

Тип облицовки	$k_f$ , см/с	$T$ , год
Бетонная монолитная	$1 \cdot 10^{-6} - 5 \cdot 10^{-6}$	15–20
Железобетонная монолитная	$2,5 \cdot 10^{-6} - 3,5 \cdot 10^{-6}$	20–25
Бетонноплочная монолитная	$1 \cdot 10^{-7} - 1 \cdot 10^{-6}$	20–25
Железобетонная сборная	$0,5 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-4}$	30–35
Асфальтобетонная	$1 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-5}$	10–15
Экран из полимерной пленки	$1 \cdot 10^{-6} - 5 \cdot 10^{-6}$	20–30
Экран из глинистых грунтов	$1 \cdot 10^{-7} - 10^{-6}$	35–40

**П р и м е р 11.** Определить удельный фильтрационный расход  $q$  и длительность промачивания  $t$  из неэкранированного канала на двухслойном основании (см. рис. 4.7, б).

Исходные данные: мощность первого слоя  $\delta_1 = 1,7 \text{ м}$  (супесь), коэффициент фильтрации  $k_1 = 1 \cdot 10^{-3} \text{ см/с} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ м/с}$ ; мощность второго слоя  $\delta_2 = 8,5 \text{ м}$  (суглинок), ниже залегает глина плотная, коэффициент фильтрации второго слоя  $k_2 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ см/с} = 1 \cdot 10^{-8} \text{ м/с}$ ; уровень грунтовых вод (УГВ) – 4,3 м ниже дна канала; уровень воды в канале  $h_0 = 2,2 \text{ м}$ ; ширина канала по урезу воды в канале  $B = 8 \text{ м}$ ; влажность грунта второго слоя  $W_e = 15 \%$ , коэффициент пористости второго слоя  $e_2 = 0,51$ ;  $m = 1,5$ .

**Р е ш е н и е.** 1. Вычисляем удельный фильтрационный расход первого слоя по формуле (4.19).

Предварительно определяем коэффициент  $A$  по табл. 4.9 при  $B/h_0 = 8/2,2 = 3,6$ . Так как в таблице отсутствуют данные для  $B/h_0 = 3,6$ , принимаем для  $B/h_0 = 5$  и  $m = 1,5$ , следовательно,  $A = 2,5$ . Высоту капиллярного

поднятия принимаем  $h_k = 0,35$  для супеси,  $y = \delta_1 = 1,7$  м. Удельный фильт-  
рационный расход будет равен на 1 м длины канала:

$$q = 0,000\ 01 \cdot (8 + 2,5 \cdot 2,2) [1 + (2,2 + 0,35)/1,7] = 0,000\ 338\ \text{м}^3/\text{с}.$$

2. Рассчитываем длительность промачивания  $t_1$  по формуле (4.16)  
(для супеси принимаем  $\mu = 0,15$ ):

$$t_1 = \frac{0,15}{0,000\ 01} \cdot (2,2 + 0,35) \left[ \frac{1,7}{(2,2 + 0,35)} - \ln \left( 1 + \frac{1,7}{2,2} + 0,35 \right) \right] =$$

$$= 38\ 250,0 \cdot (0,67 - \ln 1,67) = 38\ 250 \cdot 0,51 = 19\ 507,5\ \text{с},$$

$$t_1 = \frac{19\ 507,5}{3\ 600} \cdot 24 = 0,23\ \text{сут.}$$

3. Определяем характер фильтрационного потока во втором слое в  
зависимости от соотношения коэффициентов фильтрации первого и второ-  
го слоя:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{0,000\ 01}{0,000\ 000\ 01} = 1\ 000.$$

Проверяем условие  $k_1/k_2 > \delta_1/(\delta_1 + h_0 + h_k)$ :

$$1\ 000 > 1 \frac{7}{(1,7 + 2,2 + 0,35)} = 4,25,$$

следовательно, поток будет двигаться с полным заполнением пор грунта  
водой.

Определяем удельный фильтрационный расход по формуле (4.15)  
(см. рис. 4.7, б).

Предварительно необходимо найти значения  $\alpha$  и  $\sigma$ , входящие в  
(4.15), по формуле (4.17):

$$\alpha = \frac{(4,1 - 1,7)}{(1,7 + 2,2 + 0,35)} = 0,56,$$

$$\sigma = \frac{0,000\ 01}{0,000\ 000\ 01} = 1\ 000.$$

$$q = \frac{[0,000\ 01 \cdot 8 \cdot (4,1 - 1,7)]}{0,56} \cdot [(1 + 0,56)/(1,7 + 1\ 000 \cdot 2,4)] =$$

$$= 0,000\ 343 \cdot 0,000\ 469 = 0,000\ 000\ 22\ \text{м}^3/\text{с}.$$

Длительность промачивания  $t_2$  рассчитаем по формуле (4.16), где по-  
ристость второго слоя



$$n_2 = \frac{e}{(1+e)} = \frac{0,51}{(1+0,51)} = 0,34,$$

$$t_2 = 0,23 + \frac{(0,34 \cdot 2,4)}{0,000\ 01} \cdot \left( \frac{1\ 000}{0,56} + \frac{1,7}{2,4} \right) \cdot [0,56 - \ln(1+0,56)] - \frac{1,7}{2,4} \cdot 0,56 = 19,4 \text{ сут.}$$

Фильтрационные потери в каналах иногда могут быть значительными, по сравнению с расчетными, особенно если каналы проложены в легкопроницаемых грунтах (при большом коэффициенте фильтрации), то для их уменьшения проводят **специальные мероприятия**. К ним относятся кольматаж, искусственное уплотнение грунтов, их осолонение или оглеение, а также нефтевание русла канала.

*Кольматаж* представляет собой процесс уменьшения пористости грунта в результате заполнения его пор глинистыми частицами, вносимыми в поры грунта фильтрующей водой. Если поток воды, протекающий по каналу, содержит такие мелкие взвешенные частицы, то этот процесс идет естественным путем. В противном случае глинистые или илистые частицы вводятся в поток искусственно. Кольматаж эффективен в песчаных и супесчаных грунтах.

*Искусственное уплотнение грунтов* путем их укатки или трембованием значительно снижает фильтрационные потери – иногда в несколько десятков раз. Так, при уменьшении пористости песка на 5–6 % в слое толщиной 25 см коэффициент фильтрации уменьшается в 2 раза.

Однако длительность противофильтрационного эффекта в этом случае до настоящего времени не установлена.

*Осолонение грунта* (глинистого) производят путем поливки предварительно разрыхленной поверхности откосов и дна канала раствором хлористого натрия (3,5 кг/м<sup>2</sup>) с последующей укаткой и отсыпкой защитного слоя из песка толщиной в несколько сантиметров. При этом потери на фильтрацию снижаются примерно в 10 раз. Эффект осолонения сохраняется несколько лет, после чего необходимо повторить весь процесс. Кроме того, при этом способе закрепления грунта уменьшается устойчивость откосов.

*Искусственное оглеение грунта* заключается в создании условий для образования так называемого глея – слоя почвы, формирующегося в результате жизнедеятельности анаэробных бактерий, оказывающих восстановительное влияние на среду обитания. При этом будут восстанавливаться как минеральные оксидные соединения, так и органические. При рассматриваемом способе борьбы с фильтрацией органические вещества вносятся в виде соломы, камыша, укладываемых на откосы и дно канала под слой грунта. Коэффициент фильтрации при этом снижается в десятки и сотни раз.

*Нефтевание* ложа канала заключается в обработке грунта нефтью, иногда с добавлением известкового молока. На  $1 \text{ м}^2$  поверхности канала в грунт русла приходится иногда добывать его до 50–60 % от расхода воды в канале. Это приводит к увеличению стоимости канала, так как его приходится выполнять большего сечения для обеспечения пропуска расхода больше расчетного. Кроме того, повышенная фильтрация способствует насыщению водой грунта вокруг канала, вызывая при этом подъем уровня грунтовых вод, а иногда и потерю устойчивости облицовок внутренних и наружных откосов дамб канала. Особенно опасна фильтрация при расположении канала на косогоре, так как при неблагоприятных геологических условиях она может вызвать оползни. Подъем грунтовых вод в ряде случаев может привести к подтоплению и заболачиванию территории.

Полный фильтрационный расход воды из канала,  $\text{м}^3/\text{с}$ , в процессе его эксплуатации можно определить по формуле  $Q = q \cdot L$ , где  $q$  – удельный фильтрационный расход на 1 пог. м канала;  $L$  – длина канала. Поэтому нередко для прогноза потерь на фильтрацию используют различные эмпирические формулы или рекомендации, полученные на основании опыта эксплуатации каналов. Так, например, наблюдения за каналами показывают, что при  $Q = 30\text{--}100 \text{ м}^3/\text{с}$  для среднепроницаемых грунтов потери на фильтрацию составляют 0,2–0,5 % от расхода на 1 км длины канала, а для небольших каналов при  $Q = 1\text{--}50 \text{ м}^3/\text{с}$  – 3–4 %.

## Глава 2

### ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

#### 2.1. Гибкие стенки

Гибкие подпорные стенки, главным образом из деревянного, металлического или железобетонного шпунта, называются **шпунтовыми**. При значительной высоте они делаются анкерными (рис. 4.11), анкер размещается за пределами призмы обрушения.

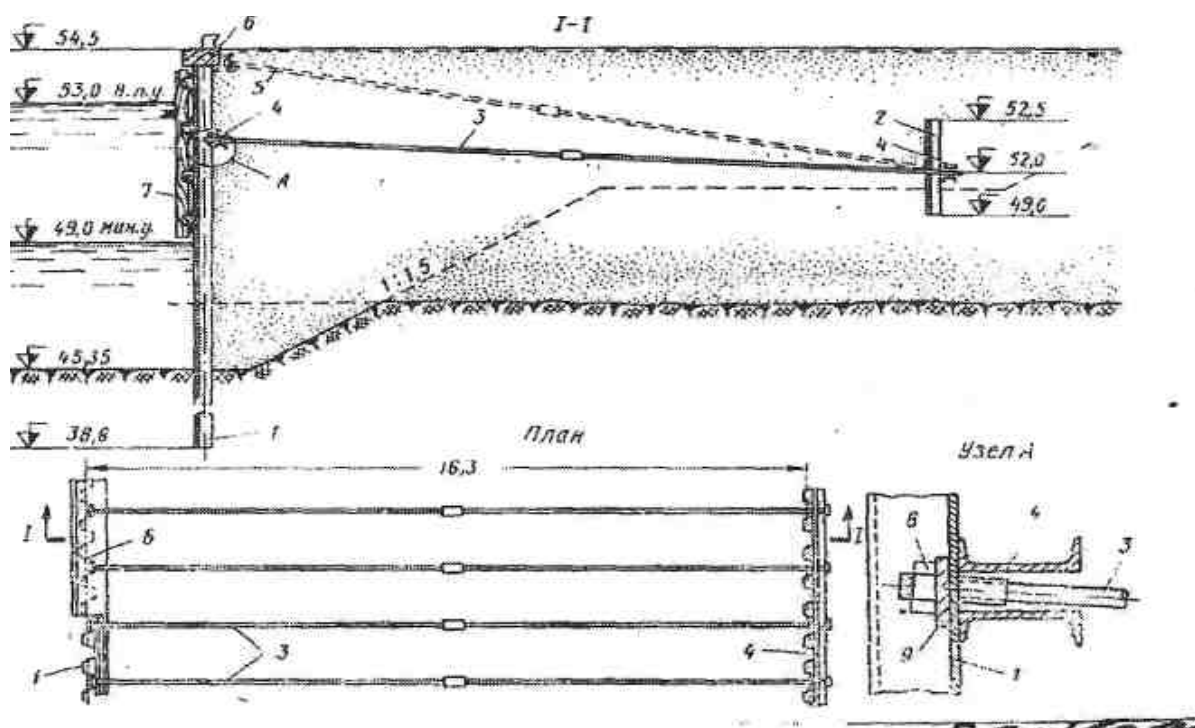


Рис. 4.11. Схема подпорной стены из металлического шпунта: 1 – стенка из металлического шпунта корытного профиля; 2 – анкерная плита из шпунта; 3 – анкерная тяга; 4 – распределительный пояс из двух швеллеров; 5 – анкерная тяга тумбового массива (для причаливания судов); 6 – железобетонный шапочный брус; 7 – отбойная рама; 8 – гайка; 9 – клиновидная шайба

Шпунтовые ограждения широко применяются при устройстве глубоких котлованов ниже уровня грунтовых вод и особенно при строительстве гидротехнических сооружений при устройстве причальных стенок (больверков), шлюзов для пропуска судов, устройстве береговых сооружений и т. п.

При возведении мостовых опор в русле реки (для устройства акведука) применяют перемычки для ограждения котлованов от притока окружающей воды в выработку.

Значительное распространение шпунтовые стенки из металлических шпунтин (свай) получили при устройстве причалов в морских и речных портах (рис. 4.11).

По конструктивному признаку шпунтовые ограждения подразделяются на заанкеренные и незаанкеренные.

*Заанкеренные шпунтовые стенки* — одна из самых экономичных и распространенных конструкций, надежных в эксплуатации и мало чувствительных к возможным перегрузкам. Кроме высоких технико-экономических показателей, стенки из металлического шпунта характеризуются грунтонепроницаемостью и могут применяться при достаточно плотных грунтах основания, в которые погружение шпунта из других материалов затруднительно.

Стенка рассматриваемой конструкции состоит из шпунтовых свай различного профиля (рис. 4.12), изготавливаемых из мартеновской или конверторной стали марки ВСт.3. В особо суровых условиях применяют шпунтовые сваи из низколегированной стали марки БНЛ-2 [6]. Наряду с этим металлические шпунтовые стенки имеют и серьезные недостатки:

- большой удельный расход металла;
- небольшую ширину шпунта (400–500 мм), из-за чего повышается трудоемкость строительства (за счет подготовительных операций и забивки большого количества шпунтов);
- сложность анкерных устройств и необходимость в устройстве распределительных балок и клиновых свай;
- необходимость «заковки» каждой последующей шпунтовой сваи в замок ранее забитой.

Перечисленные недостатки относятся также и к шпунтовым сваям из железобетона и дерева.

Грунтонепроницаемость стенок из железобетонного шпунта обеспечивается замковыми соединениями, имеющими разнообразные формы (рис. 4.13).

Замковые соединения в виде «паз — гребень» имеют трапецидальную форму, иногда закругленную форму. Как правило, толщину и высоту гребня делают меньше ширины и высоты пазов на 0,5–1 см. Шпунты с трапецидальной формой замка на всю длину имеют следующие размеры: ширина 50 см, толщина 20–35 см, длина 9,5–14 м. Шпунты армируют симметрично расположенной предварительно напряженной арматурой класса А-IIIв. При их использовании применяют бетон класса В 30 или В 40.

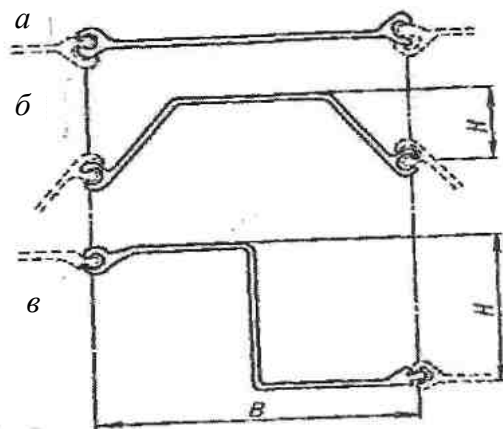


Рис. 4.12. Профили металлического шпунта: *а* – плоский шпунт (ШП); *б* – корытообразный (ШК); *в* – Z-образный (ШД)

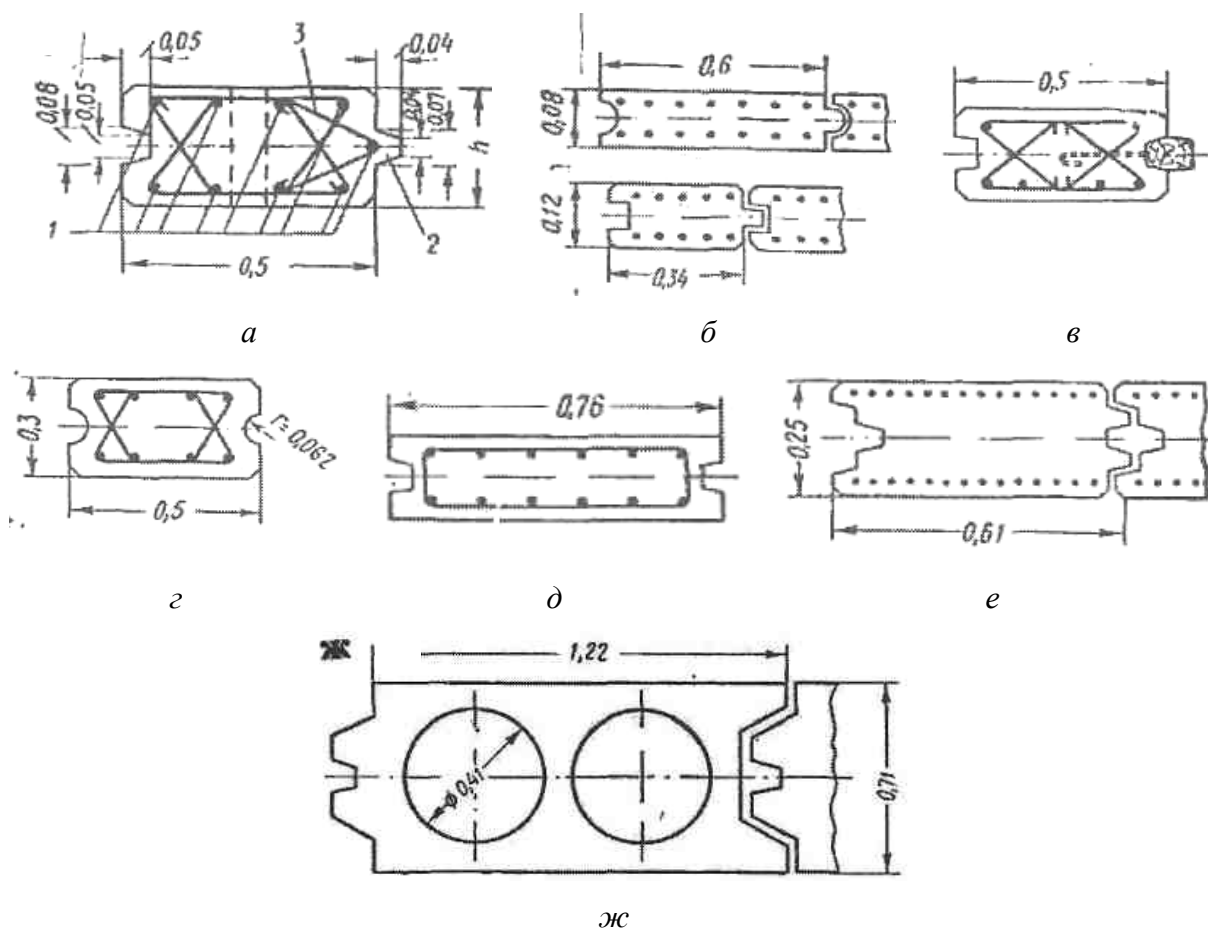


Рис. 4.13. Железобетонный шпунт прямоугольного сечения: *а* – с трапецидальными замками и пазами: 1 – арматура с предварительным напряжением; 2 – гребень; 3 – хомуты; *б* – с высокопрочной напряженной проволокой; *в* – с деревянным гребнем; *г*, *д* – с двумя пазами; *е*, *ж* – с пазами в направляющем гребне

Для установки наголовников верхнюю часть шпунта (длиной около 50 см) делают на 10 см уже; после забивают эту часть шпунта, разбивают и оголенную арматуру заделывают в шапочный брус. Нижнюю часть шпунта обрамляют стальным сварным башмаком с односторонним скосом. Железобетонные шпунтовые стенки применяют в основном при устройстве причальных стенок в портах и шлюзах. В практике строительства также используются шпунтовые сваи в виде двутаврового и таврового поперечника сечения. Двутавровые сваи – железобетонные шпунты.

## 2.2. Общие сведения о расчетах гибких шпунтовых стенок

Основными руководящими материалами для расчета конструкций гибких шпунтовых стенок служат строительные нормы и правила по гидротехническим сооружениям, кроме того, необходимо учитывать также требования других глав СНиПа, относящихся к расчету конструктивных элементов, выполняемых из стали и железобетона.

Расчет конструкций производится по *предельным состояниям*: *первое* – по несущей способности (по устойчивости и прочности сооружения); *второе* – по деформациям и перемещениям; *третье* – по трещиностойкости (по ограничению раскрытия трещин) для тонкостенных железобетонных шпунтовых стенок. При расчете по предельным состояниям вводят три вида коэффициентов: перегрузки  $n$ , однородности материалов и грунтов  $\gamma_m$  и условий работы  $\gamma_c$ .

*Коэффициент перегрузки  $n$*  учитывает возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости величины нагрузок или отступлений от нормальной эксплуатации сооружения. Произведение величин нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки называют расчетными нагрузками.

*Коэффициент однородности  $\gamma_m$*  учитывает возможные изменения нормативных сопротивлений материалов в неблагоприятную сторону по сравнению с нормативными.

Нормативные сопротивления материалов  $R^n$  силовым воздействиям устанавливают по соответствующим главам СНиПов, ГОСТов. Учитываемые в расчетах сопротивлений (характеристик) коэффициенты однородности называются расчетными сопротивлениями  $R$ .

*Коэффициент условий работы  $\gamma_c$*  учитывает особенности работы материалов, конструктивных элементов, а также конструкций в целом. При расчете по первому предельному состоянию тонких стенок на прочность и устойчивость требуется, чтобы силы, усилия или напряжения от расчетных

нагрузок при наиболее неблагоприятных сочетаниях не превышали величин расчетной несущей способности конструкции или расчетных сопротивлений материалов, умноженных на коэффициенты условий работы  $\gamma_c$ , не вошедших в указанные расчетные сопротивления. Это условие выражается общей формулой

$$N \leq \gamma_c \cdot R,$$

где  $N$  – сумма расчетных значений внешних сил или усилий, нарушающих устойчивость или прочность конструкции при наиболее неблагоприятных сочетаниях нагрузок;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, не учтенный в расчетах сопротивления материалов;  $R$  – расчетные значения сил, реакций связей, сопротивлений материалов, противодействующих нарушению устойчивости или прочности конструкции. Для сооружений III класса капитальности, к которым относится большинство портовых гидротехнических сооружений, коэффициент запаса равен 1,7. Коэффициент условий работы при расчете по предельным состояниям рекомендуется принимать следующим [6]:

Класс капитальности	II	III	IV
Коэффициент условий работы $\gamma_c$	0,95	1,0	1,05

Расчет всех конструкций набережных по первому предельному состоянию производят:

- на устойчивость против плоского сдвига всех конструкций по постам или по грунту основания (для гравитационных набережных);
- устойчивость против глубинного сдвига сооружения совместно с грунтом основания (для всех типов набережных);
- устойчивость тонких гибких стенок;
- прочность всех элементов гибких стенок.

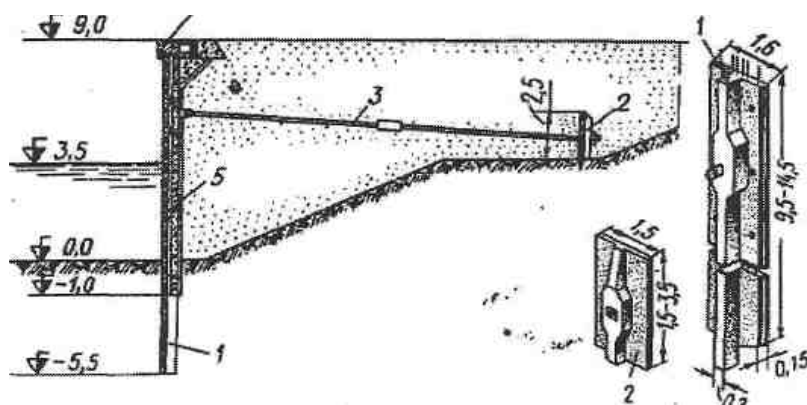


Рис. 4.14. Поперечный разрез шпунтовой стенки из таврового профиля: 1 – железобетонный шпунт; 2 – анкерная плита; 3 – анкерные тяги через 1,55 м; 4 – шапочная балка; 5 – вертикальный обратный фильтр из щебня

Сваи двутаврового профиля – основные несущие элементы шпунтовой стенки – имеют напряженную арматуру (прутковую и из высокопрочной проволоки). Сваи прямоугольного профиля обеспечивают правильное взаимное расположение двутавровых свай и грунтопроницаемость стенки, и поэтому они погружаются в грунт всего на 2,0 м ниже проектного дна. Шпунты таврового сечения погружаются в песок при помощи простейшего оборудования. Верхний конец тавровых элементов – шапочным брусом, в котором закрепляют стальные анкерные тяги диаметром 48 мм. Другой конец анкерных тяг закрепляется за анкерные плиты  $1 \times 1$  м (см. рис. 4.11). Схема шлюза с применением шпунта таврового профиля показана на рис. 4.14.

### 2.3. Расчет незаанкеренных шпунтовых стенок

Свободностоящая гибкая стенка (незаанкеренная) работает под действием горизонтальных сил как консольная балка, имеющая податливую или неподатливую (в зависимости от гибкости стенки, плотности грунта, глубины забивки стенки и горизонтальных нагрузок) заделку в грунте. Давление грунта на жесткие подпорные стенки определяют главным образом исходя из гипотезы Кулона о существовании призмы обрушения или предположения о предельно напряженном состоянии во всем грунте за стенкой, которая положена в основу расчета гибких стенок. Давление подразделяется на *активное*, когда подпорная стенка смещается в сторону, и *пассивное* – при движении подпорной стенки ниже отметки ее погружения [5, 6].

При расчете подпорных стенок обычно учитывается давление грунта со стороны засыпки, а также реактивный отпор грунта, действующий на подземную часть стенки со стороны лицевой грани. Кроме того, в результате активного давления грунта на гибкие стенки имеет место также и обратный отпор грунта с противоположной лицевой грани стенки (рис. 4.15). Наличие пассивного отпора и обратного реактивного отпора обуславливает характер заделки нижней части гибкой стенки. Как показали исследования [6], с уменьшением глубины забивки шпунтовой стенки уменьшается пассивный отпор, так как стенка в этом случае стремится повернуться вокруг некоторой точки (возникает податливость заделки). Стенка при этом приближается к предельному состоянию по устойчивости, деформация шпунта также увеличивается, что ведет к увеличению ординат отпора. Пассивное же давление в передней грани стенки с уменьшением глубины забивки изменяется. Интенсивность этого давления на грунт в любой точке по высоте не может быть больше того давления, которое грунт в состоянии воспринять по условиям его прочности и устойчивости. Поэтому устойчи-



вость стенки при минимальной глубине забивки будет обеспечена в том случае, если не будет превзойдена устойчивость грунта в данном месте.

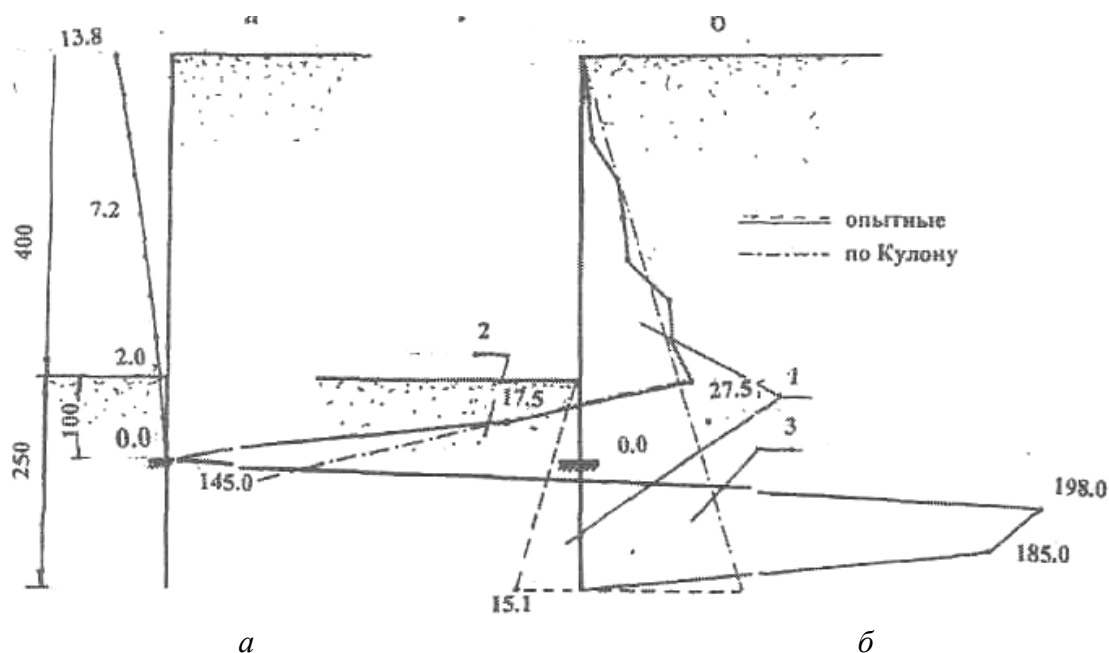


Рис. 4.15. Экспериментальная эпюра давления грунта на незаанкеренную шпунтовую стенку: 1 – активное давление; 2 – пассивный отпор; 3 – обратный реактивный отпор

Исходя из вышесказанного необходимо рассматривать две схемы распределения напряжений грунта в пассивной зоне (рис. 4.16).

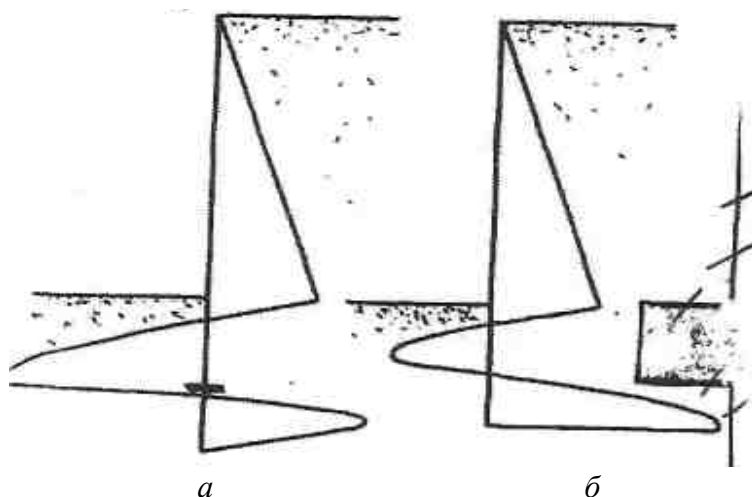


Рис. 4.16. Схема давления грунта на незаанкеренную шпунтовую стенку: а – схема с заделкой в грунте; б – схема без заделки в грунте

В первой схеме устойчивости (рис. 4.16, а) имеет место пассивный отпор, а с противоположной стороны стенки (ниже места защемления

шпунта в грунте) возникает обратный реактивный отпор. Максимальное значение обратного отпора располагается примерно на  $1/2$  расстояния между заделкой и низом шпунтовой стенки (рис. 4.16, а) и равно нулю у основания стенки.

Во второй схеме устойчивости (согласно рис. 4.16, б) имеет место также пассивный отпор и обратный отпор. Величина пассивного давления по отношению к первой схеме меньше, тогда как обратный отпор больше.

Место расположения максимальной ординаты обратного отпора совпадает с основанием стенки.

Устойчивость незаанкеренной шпунтовой стенки по первой схеме обеспечивается равенством моментов, создаваемых относительно места заделки силами активного давления, которому противодействует момент, создаваемый силами обратного реактивного отпора.

Давление грунта на гибкие стенки зависит от физических характеристик: угла внутреннего трения  $\varphi$ ; удельного веса  $\gamma$  и сцепления  $C$  грунта (для связных грунтов).

Активное давление грунта на незаанкеренные стенки подчиняется закону Кулона. Интенсивность  $q_a$  активного давления однородного несвязного грунта (песчаного) в точке, лежащей на глубине  $x$  от верха стенки, определяется по формуле (рис. 4.17)

$$q_{a,z} = \gamma \cdot l \cdot \lambda_a, \quad (4.33)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта, кг/м<sup>3</sup>;  $\lambda_a$  – коэффициент активного давления грунта на вертикальную стенку без учета трения и при горизонтальной поверхности грунта за стенкой,  $\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ .

Сцепление, которое определяется величиной  $C$  (удельным сцеплением), приводит к уменьшению активного давления и к увеличению пассивного сопротивления сыпучего грунта. Для отмеченного выше частного случая активное давление на глубине  $x$  с учетом сцепления связного грунта находят по формуле

$$q_{a,z} = \gamma \cdot l \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2 \operatorname{ctg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (4.34)$$

Расчетная величина пассивного давления определяется как наименьшее сопротивление тела в условиях предельного равновесия. Пассивное давление  $q_{p,z}$  грунта действует на забитую в дно водоема или котлована часть стенки и вычисляется по формуле

$$q_{p,z} = \gamma \cdot t \cdot \lambda_p, \quad (4.35)$$

где  $t$  – глубина погружения шпунта;  $\lambda_p$  – коэффициент пассивного отпора грунта в пределах вертикальной забитой стенки в грунт ниже водоема или дна котлована, который равен

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2).$$

При забивке шпунта в связные грунты пассивный отпор определяется по формуле

$$q_{p.z} = 2\text{ctg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (4.36)$$

Наибольший изгибающий момент в плоскости заделки шпунта на 1 пог. м стенки рассчитывается по формуле

$$M_{\text{зmax}} = \frac{Q(l + l_{\text{из}})}{3}, \quad (4.37)$$

где  $Q$  – равнодействующая активного давления грунта на незаанкеренную стенку по ее высоте  $(l + l_{\text{из}})$ , т. е.

$$Q = \frac{q_a(l + l_{\text{из}})}{2},$$

$l$  – высота стенки.

Максимальный прогиб в точке  $A$  (рис. 4.17) определяется по формуле

$$y_{\text{max}} = \frac{\gamma_a \cdot \lambda_a l_p}{120EJ}, \quad (4.38)$$

где  $l_p$  – расстояние от верха стенки до места ее заделки в грунте, т. е. изгибаемая часть шпунта;  $E$  – модуль упругости материала шпунта, МПа;  $J$  – момент инерции, см<sup>4</sup>.

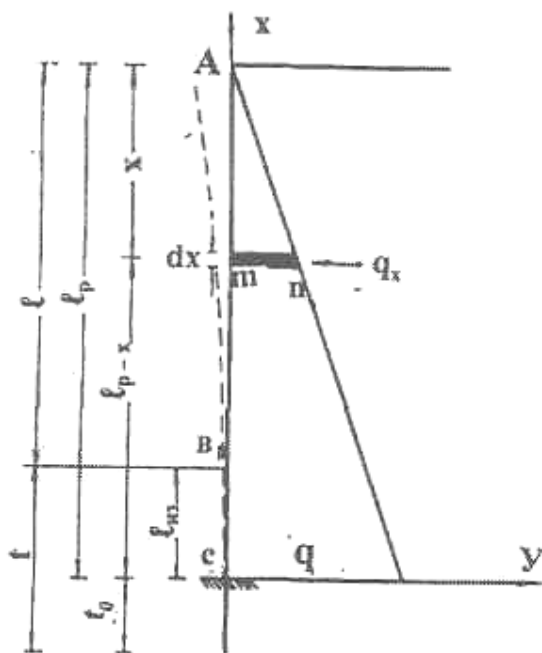


Рис. 4.17. Расчетная схема незаанкеренной шпунтовой стенки

По величине  $M_{\text{зmax}}$  производится проверка напряжения в материале стенки:

$$\sigma_{\text{max}} = M_{\text{зmax}}/W \leq R^H, \quad (4.39)$$

где  $W$  – момент сопротивления шпунта, см;  $R^H$  – нормативное сопротивление материала шпунта.

Изгиб шпунта рассчитывают по формуле

$$y = \frac{\rho_M \cdot \lambda_a ab}{48 EJ} [l_p^3 \cdot x^3 - l_p^3 \cdot x^3 + 0,5 l_p \cdot x^4 - 0,1 x^5], \quad (4.40)$$

где  $l_p$  и  $x$  показаны на рис. 4.17.

Максимальный прогиб на свободном конце стенки вычисляют по формуле

$$y_{\max} = \frac{\gamma_a \cdot \lambda_a \cdot l_p^5}{120 \cdot EJ} \leq [y], \quad (4.41)$$

где  $[y]$  – предельно допустимое смещение шапочного бруса. Определяется величина изгиба шпунтовой стенки в грунте  $l_{\text{из}}$ , а по ней – глубина ее забивки.

Величину  $l_{\text{из}}$  рассчитывают по формуле

$$l_{\text{из}} = \sqrt[3]{0,04 \frac{\gamma_p \cdot \lambda_p - \gamma_a \cdot \lambda_a}{\gamma_a \cdot \lambda_a} \cdot \frac{E_0 \cdot l^3 \cdot b}{110 EJ}} - 1, \quad (4.42)$$

где  $\gamma_p$  – удельный вес грунта пассивной зоны, т. е. ниже дна водоема или котлована;  $\gamma_a$  – удельный вес грунта активной зоны, т. е. выше поверхности забивки шпунта;  $E_0$  – модуль деформации грунта ниже дна котлована;  $l$  – свободная высота стенки, м;  $b$  – ширина стенки, равная 1 пог. м;  $E$  – модуль упругости стенки.

Глубину забивки шпунта находят по формуле

$$t = 2,5 l_{\text{из}}. \quad (4.43)$$

Для предварительного подбора шпунтовых свай необходимо определить момент сопротивления  $W$  исходя из расчетного сопротивления материала по зависимости

$$R^H > M_{\text{зmax}} / W,$$

откуда

$$W = M_{\text{зmax}} / R^H \cdot \gamma_c. \quad (4.44)$$

Определив  $W$ , подбирают соответствующий профиль шпунтовой сваи и производят проверку ее прочности.

Окончательную глубину забивки шпунтовых свай уточняют на основании расчета на устойчивость против глубинного сдвига (общей устойчивости). При расчете устойчивости на глубинный сдвиг используют метод круглоцилиндрической поверхности скольжения. Дугу скольжения проводят через нижние концы шпунта (рис. 4.18).

СНиПом допускается применение ранее существующих методов расчетов (проверенных опытом проектирования) с использованием общего коэффициента запаса при действии нормативных нагрузок, определяемого по формуле [11]

$$M^H_{уд}/M^H_{сдв} > K, \quad (4.45)$$

где  $M^H_{уд}$  – момент сил (нормативных), удерживающих сооружение от сдвига относительно выбранного центра вращения;  $M^H_{сдв}$  – момент сил (нормативных), вызывающих сдвиг сооружения относительно выбранного центра вращения;  $K$  – коэффициент устойчивости:

Класс капитальности сооружений	II	III и IV
Коэффициент устойчивости	1,25	1,0–1,1

Наиболее опасное положение центра кривой скольжения определяют подбором, задавая не менее трех раз.

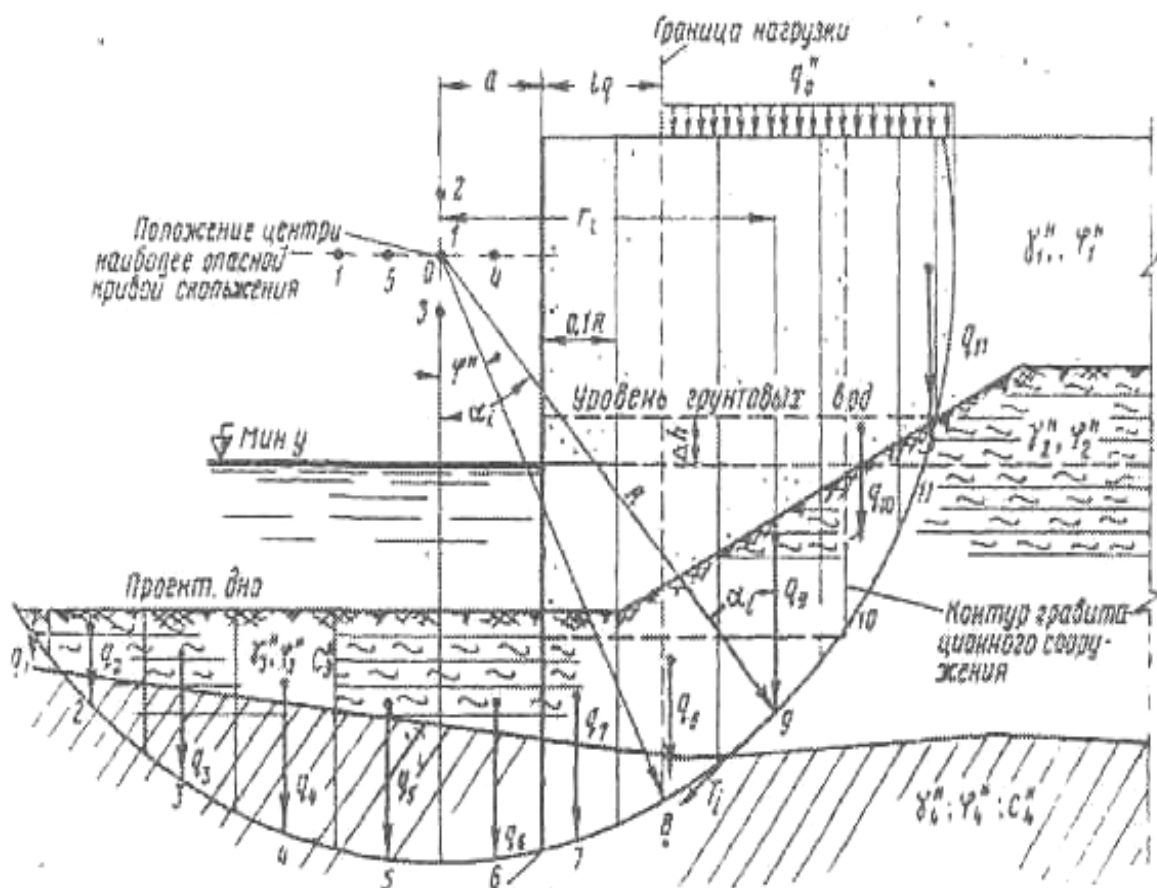


Рис. 4.18. Схема к расчету устойчивости по круглоцилиндрической поверхности скольжения

Расчет сооружения по формуле (4.45) выполняют следующим образом. Из намеченного центра вращения через грунты засыпки и основания

проводят дугу, радиус  $R$  которой определяют в зависимости от типа сооружения (рис. 4.18). При залегании в основании неоднородных грунтов дугу проводят по контакту песчаных и глинистых грунтов [11].

Часть сооружения (при гравитационных) и грунт, расположенные внутри дуги, разделяют на  $n$  вертикальных полос одинаковой ширины, обычно равной 0,1 радиуса кривой скольжения.

Для каждой полосы  $i$  в процессе расчета определяют:

- сумму веса (массы) различных слоев грунта, элементов сооружения (если таковые имеют место) и вертикальной нагрузки поверхности засыпки (при ее наличии);
- угол  $\alpha_i = \arcsin \pm R_i / R$ , где  $R_i$  – расстояние по горизонтали от центра вращения до середины полосы  $i$  (для полосок, расположенных от точки 0 слева принимается со знаком «минус»);  $R$  – радиус круглоцилиндрической поверхности;
- нормативный угол внутреннего трения грунта  $\varphi_i^H$  в основании полосы;
- нормативную величину удельного сцепления грунта  $c_i^H$  в основании полосы;
- длину дуги  $l_i$  по основанию полосы значения  $M_{сдв}^H$  и  $M_{уд}^H$  определяются на 1 пог. м сооружения по формулам

$$M_{сдв}^H = R \sum_1^n q_i^H \sin \alpha_i = \sum_1^n q_i^H \cdot \eta. \quad (4.46)$$

$$M_{сдв}^H = R \sum_1^n q_i^H \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i^H + \sum_1^n c_i^H \cdot l_i. \quad (4.47)$$

При расчете устойчивости стенки на глубинный сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения уровень воды перед сооружением принимается наинизший расчетный, а временная нагрузка, расположенная на расстоянии  $l_q$  (см. рис. 4.18), определяется по формуле

$$l_q = R \sin \varphi^H - a, \quad (4.48)$$

где  $a$  – расстояние от центра вращения до лицевой грани стенки. При расчете несущей способности по методу предельных состояний, как правило, используют уравнения равновесия, при этом для тонких подпорных стенок, основной нагрузкой на которые является давление грунта, необходимо учитывать характер и величины деформации при расчете по первому предельному состоянию.

## 2.4. Расчет заанкеренных шпунтовых стенок

В практических расчетах подпорных сооружений, воспринимающих на себя давление грунта, широко применяется метод определения распора

и отпора грунта по классической теории давления грунта, о чем было сказано выше. Однако многочисленные экспериментальные исследования показали, что классическая теория подтверждается опытом лишь для некоторых случаев, в основном для гравитационных подпорных стенок. Что касается ее для тонких (гибких) заанкеренных шпунтовых стенок, она не отвечает действительности.

#### **2.4.1. Особенности работы заанкеренных шпунтовых стенок**

Натурные наблюдения, исследования [5] показали, что распределение активного давления на заанкеренные шпунтовые стенки не соответствует закону, принятому при расчетах этих стенок. Фактическая эпюра активного давления грунта на такие стенки не соответствует эпюре классической теории Кулона. Используемые в расчете заанкеренных шпунтовых стенок величины активного давления грунта, подсчитанного по теории Кулона для гравитационных подпорных стенок, не оправдываются, так как эти величины завышены. Деформации шпунтовых стенок свидетельствуют о том, что стенки работают на меньшую нагрузку. В ходе исследований было установлено, что закон распределения активного давления грунта по высоте стенки зависит от деформации последней (от ее прогиба) и от ее относительной гибкости  $H/EJ$ , где  $H$  – высота стенки, а  $EJ$  – ее жесткость ( $E$  – модуль упругости, а  $J$  – момент инерции шпунта) [6].

На рис. 4.19 приведены некоторые результаты исследований, наглядно показывающие несоответствие теории Кулона действительному характеру распределения активного давления грунта засыпки. В то же время необходимо отметить, что общее давление грунта на такие стенки на 15–20 % меньше давления, определяемого по классической теории Кулона. Исследования также выявили очень важную особенность в работе заанкеренных шпунтовых стенок – влияние податливости анкеренного крепления на эпюру распределения активного давления грунта.

В результате смещения анкера давление грунта (засыпки) возрастает и приближается к давлению согласно теории Кулона (рис. 4.20). Указанное явление свидетельствует о том, что при строительстве заанкеренных шпунтовых стенок необходимо особое внимание уделять надежности крепления анкерных тяг.

Установлено также, что анкерные усилия фактически больше расчетных, определяемых по методу Ломеера с учетом теории Кулона. Что касается пассивной зоны (ниже отметки дна котловина), то характер пассивного и обратного реактивного отпоров аналогичен, как и при незаанкеренных шпунтовых стенках, о чем было сказано выше, т. е. имеет место заделка гибкой стенки в грунте. Глубина заделки зависит от относительной высоты стенки, что наглядно видно на рис. 4.19.

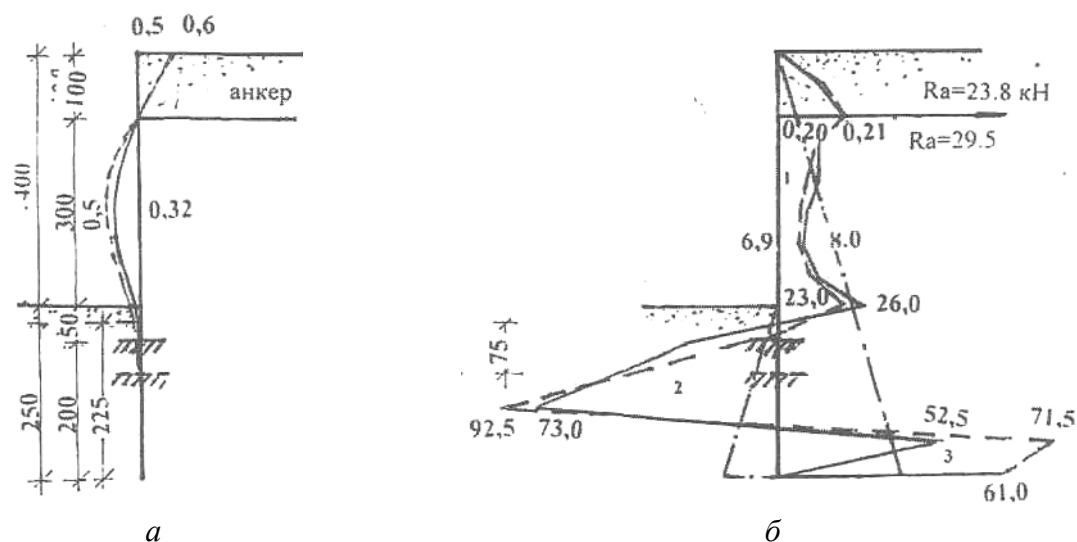


Рис. 4.19. Экспериментальные эпюры прогибов стенки (а), давления грунта (б): 1 – активного; 2 – пассивного; 3 – обратного пассивного давления: — при глубине забивки  $t = 2,5$  м; --- то же при  $t = 1,5$  м; -.-.- то же, по Кулону (прогиб, см. давление, кН/м<sup>2</sup>)

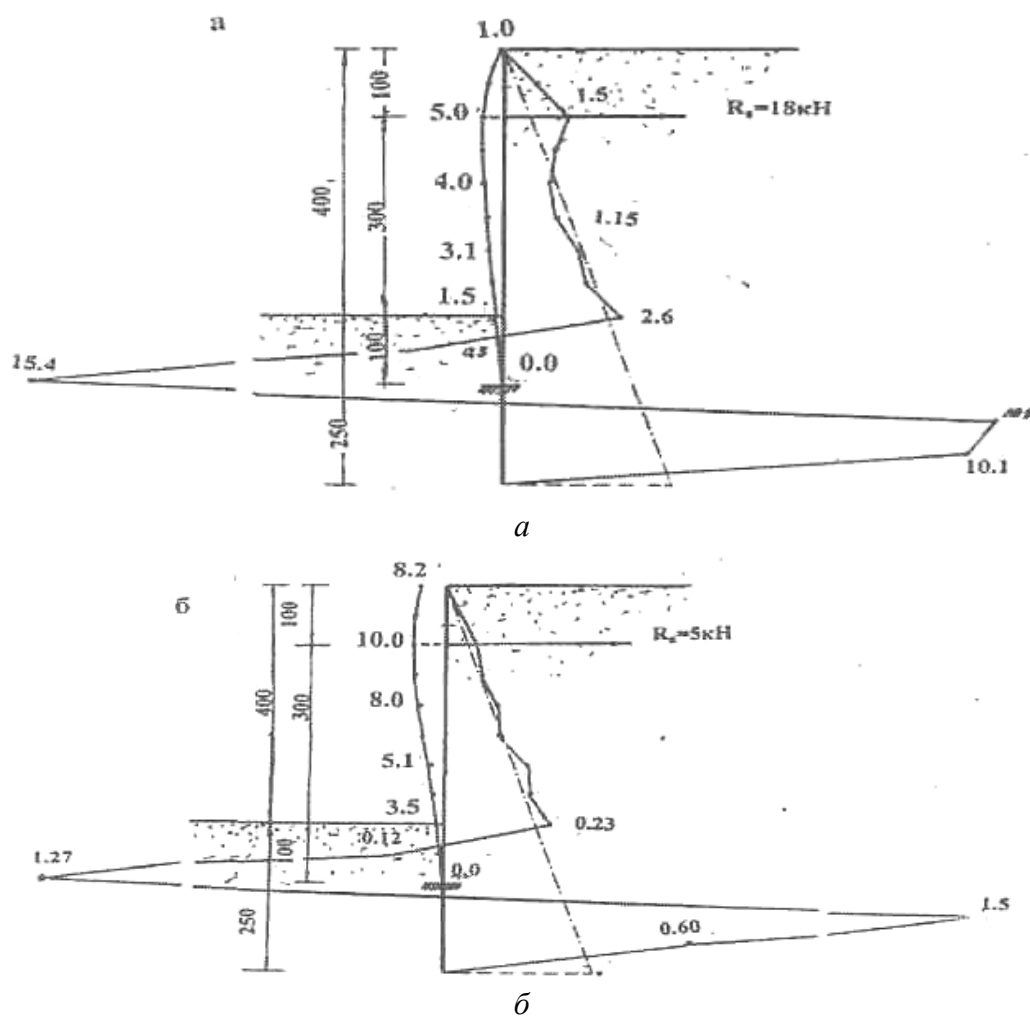


Рис. 4.20. Экспериментальные эпюры прогибов, активного, пассивного и обратного пассивного отпора, кН/м<sup>2</sup>, при смещении анкера на 5 см (а) и на 10 см (б)



Наличие пассивного отпора и обратного реактивного отпора обеспечивает устойчивость стенки от действия активного давления на последнюю. Кроме того, устойчивость заанкеренной шпунтовой стенки обеспечивается также закреплением свободной части стенки анкерными устройствами (см. рис. 4.16).

Задачей расчета заанкеренных шпунтовых стенок, помимо определения глубины забивки шпунта в грунт и наибольшей величины изгибающего момента  $M_{\text{зmax}}$ , является также определение анкерных усилий и устойчивости.

#### 2.4.2. Определение несущей способности

Для большинства сооружений при расчете несущей способности по методу предельных состояний, как правило, используют уравнения равновесия, не учитывающие деформируемость конструкций, так как в этом методе рассматривают момент исчерпания несущей способности конструкции, тогда как все предыдущее напряженное состояние ее остается вне поля зрения. Для гибких подпорных стенок, основной нагрузкой на которые является давление грунта, учет характера и величины деформаций обязателен при расчете по первому предельному состоянию.

Необходимость учета характера деформаций сооружений, особенно гибких заанкеренных стенок (направления деформации относительно грунта в зоне пассивного отпора, вид деформации – смещение, поворот, прогиб), диктуется двумя причинами:

- распределением нагрузок на сооружение от давления грунта, так как последнее в значительной степени зависит от направления перемещения стенки, в частности изгиба тонкой (гибкой) стенки; давление на стенку (распор) при перемещении (изгибе) от грунта в несколько раз меньше, чем давление при перемещении стенки на грунт (отпор с обеих сторон гибкой стенки в забиваемой ее части в грунт);
- необходимостью определения критерия, который указывает на защемление конструкции, погруженной в грунт (стенки из заанкеренного или незаанкеренного шпунта).

Предельные состояния в грунте появляются при величинах деформации стенки, изменяющихся в значительных пределах и зависящих от направления перемещения.

При перемещении стенки (изгибе) от грунта предельная величина распора – активное давление – проявляется уже при небольших деформациях стенки, и характер активного давления резко изменяется с увеличением деформации гибкой стенки.

Для того чтобы получить предельную величину отпора, соответствующую пассивному давлению (выпору грунта), необходимо переместить стенку в сторону грунта на значительную величину.

При развитии же пассивного давления деформации на контакте гибких стенок и грунта достигают значительной величины и вызывают уплотнение грунта и вследствие этого изменение расчетных характеристик грунта. Как правило, изменение расчетных характеристик увеличивает несущую способность грунта в зоне выпора, т. е. происходит как бы «самоуплотнение» грунта основания (если грунты основания не обладают повышенной ползучестью). Сказанное справедливо при сдвиге гравитационных подпорных стенок. Что касается гибких шпунтовых стенок, то, как показали исследования [5], наибольшие деформации (изгиб) стенок возникают на некоторой глубине ниже дна котлована, а еще ниже происходит плавное уменьшение деформации стенок (см. рис. 4.19) и приближение к нулю, т. е. изгиба (деформации) стенок не происходит. В то же время распространение изгиба стенки по глубине погружения шпунта увеличивается в зависимости от распада (активного давления), т. е. с возрастанием свободной высоты стенки. Защемлению шпунта в грунте способствует обратная реакция активного отпора.

При расчете сооружений недопустимые деформации одного конструктивного элемента, не нарушающие его прочность и устойчивость, вызывают разрушение другого элемента (например, недопустимые деформации анкерных плит), могут вызвать смещение шпунта, защемленного в грунте за счет увеличения активного давления (см. рис. 4.19). Поэтому при расчетах необходимо учитывать величины деформации первого элемента.

Исходя из вышесказанного, при расчете заанкеренных шпунтовых стенок обязательно должны быть учтены величина и характер деформации элементов, так как от последних зависит величина давления и характер его распределения.

Учитывая, что в процессе эксплуатации происходят изменения характеристик грунта, которые трудно учесть, расчет сооружения принимают при первоначальных характеристиках материалов и грунта. Изменение напряженного состояния конструкции связано с изменениями характеристик грунтов в процессе уплотнения, что учитывается при помощи коэффициентов условий работы.

На основании вышеизложенного в разработанной автором методике расчета заанкеренных шпунтовых стенок рассматриваются три положения ее устойчивости (рис. 4.21) в зависимости от глубин их забивки [5]:

1. Стенка находится в устойчивом положении (рис. 4.21, *а*), когда при достаточной глубине забивки стенки имеют место «заделки» последней в грунте.

2. Стенка находится в предельном состоянии, когда глубина забивки такова, что место «заделки» соответствует основанию шпунтовой стенки (рис. 4.21, *б*), в данном положении отмечается минимальная глубина забивки.

3. Стенка находится в неустойчивом состоянии, когда глубина забивки недостаточна и низ шпунта отклоняется в сторону обратного пассивного отпора (рис. 4.21, в), в этом случае стенка выходит из положения равновесия.

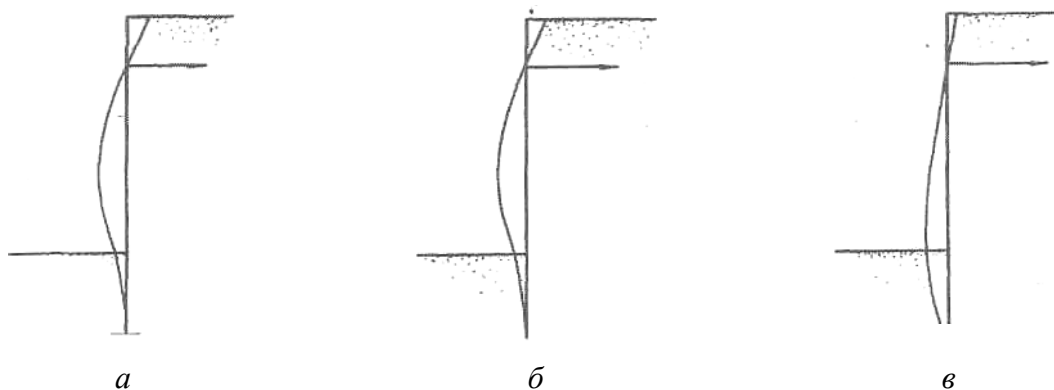


Рис. 4.21. Схема устойчивости заанкеренных шпунтовых стенок

Расчет прочности и устойчивости производится по первой схеме. На рис. 4.22 приведена схема распределения давления грунта на стенку. Распределение активного распора на участке дна водоема или котлована принимается по закону квадратной параболы  $x^2 = 2py$  (где  $p$  – параметр параболы).

На уровне анкера парабола ограничивается параметром в точке  $A$  ( $1/2; q_{a1}$ ); на уровне дна котлована – в точке  $B$  ( $-1/2; q_{a2}$ ). Третий параметр соответствует точке  $O$ , параметр которой  $(0, a)$ .

За начало координат принята точка  $O$ , направление осей координат показано на рис. 4.22.

Распределение давления между анкером и поверхностью засыпки принято по прямой линии, ординаты давления на отметке анкера  $q_{a1}$  и дна котлована (водоема)  $q_{a2}$  определяется по формуле

$$q_{a1} = q_{a2} = h_{\text{пр}} \gamma \lambda_a, \quad (4.49)$$

где  $h_{\text{пр}}$  – приведенная к весу грунта рассматриваемого участка высота грунта вышележащих слоев стенки  $H$  вместе с временной нагрузкой, если последняя имеет место;  $\lambda_a$  – коэффициент активного давления,

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

В общем виде для  $n$ -го слоя приведенная высота

$$h_{\text{пр}} = h_n + h_{n+1} \cdot \frac{\gamma_{mn-1}}{\gamma_{mn}}. \quad (4.50)$$

Если на поверхности засыпки имеется временная нагрузка  $p$ , тогда

$$h_{\text{пр}} = h_n + \left( h_{n-1} + \frac{p}{\gamma_{mn-1}} \right) \frac{\gamma_{mn-1}}{\gamma_m}, \quad (4.51)$$

где  $h$  – слой грунта, на нижней границе которого определяется ордината интенсивности давления грунта;  $h_n$  – высота слоя с  $\gamma_n$ , относительно которого берется приведенная высота вышележащих слоев (при неоднородной засыпке);  $h_{n-1}$  – высота вышележащего слоя грунта с  $\gamma_{n-1}$ , являющаяся нагрузкой, лежащей на поверхности рассматриваемого участка  $n$ ;  $p$  – временная нагрузка;  $\gamma$  – удельный вес грунта на отметке дна котлована (водоема) со стороны засыпки (с учетом взвешенного состояния при наличии грунтовых вод и воды перед стенкой).

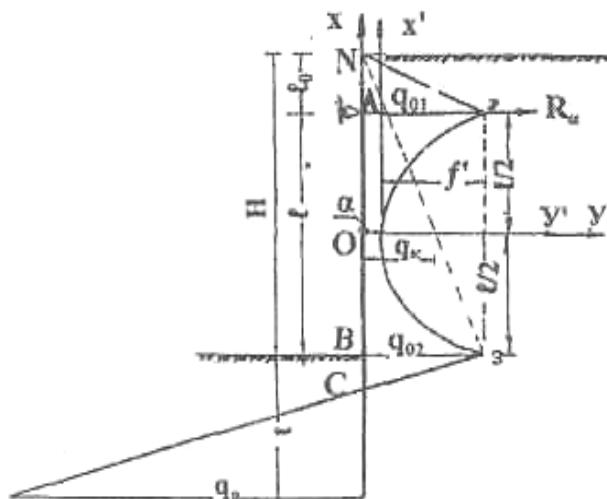


Рис. 4.22. Схема распределения давления грунта на заанкеренную шпунтовую стенку

В формуле (4.49) равенство  $q_{a1} = q_{a2}$  является допущением с целью упрощения расчета. Такое упрощение мало влияет на точность расчета. Ниже дна котлована (водоема) активное давление уменьшается по мере приближения к месту «заделки» шпунта в грунт. Между дном котлована и местом «заделки» развивается пассивный отпор, максимальная ордината которого соответствует месту «заделки» шпунта, а затем с обратной стороны появляется обратный отпор, который заменяется моментом  $M_{\text{зад}}$ .

Точка  $C$  соответствует месту «заделки». Положение этой точки зависит от свободной высоты стенки  $H$ , жесткости стенки  $EJ$ , модуля деформации грунта  $E_0$ , в который погружается шпунтовая стенка, податливости анкерного крепления и места положения анкера по высоте стенки.

На участке  $A-B$  минимальная ордината активного давления располагается в средней части между анкером и дном котлована (водоема) и вычисляется по формуле

$$a = \eta q_k = \eta h_{\text{пр}} \cdot \gamma_m \cdot \lambda_a, \quad (4.52)$$

где  $\eta$  – коэффициент уменьшения активного давления грунта засыпки в средней части стенки, определяемый по графику (рис. 4.23) для несвязных грунтов, т. е.  $\eta = f(H/EJ)$ .

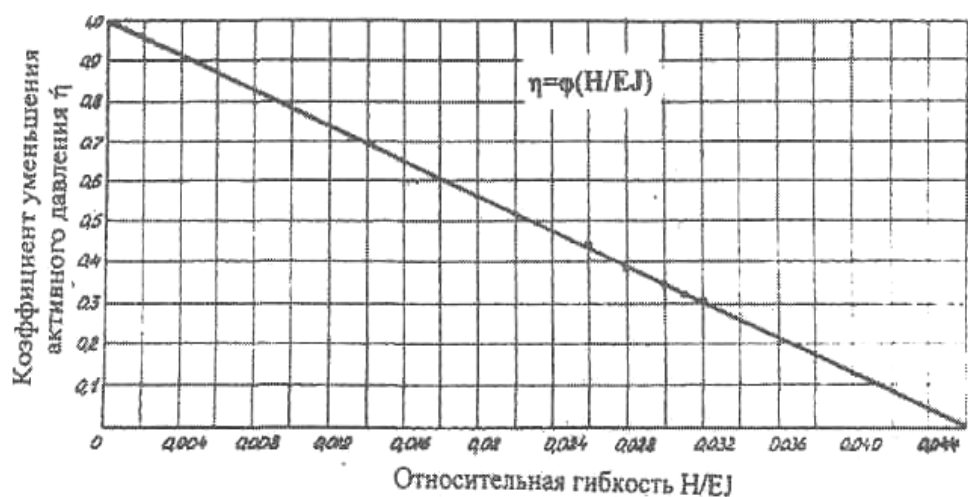


Рис. 4.23. Зависимость коэффициента  $\eta$  от относительной гибкости стенки  $H/EJ$

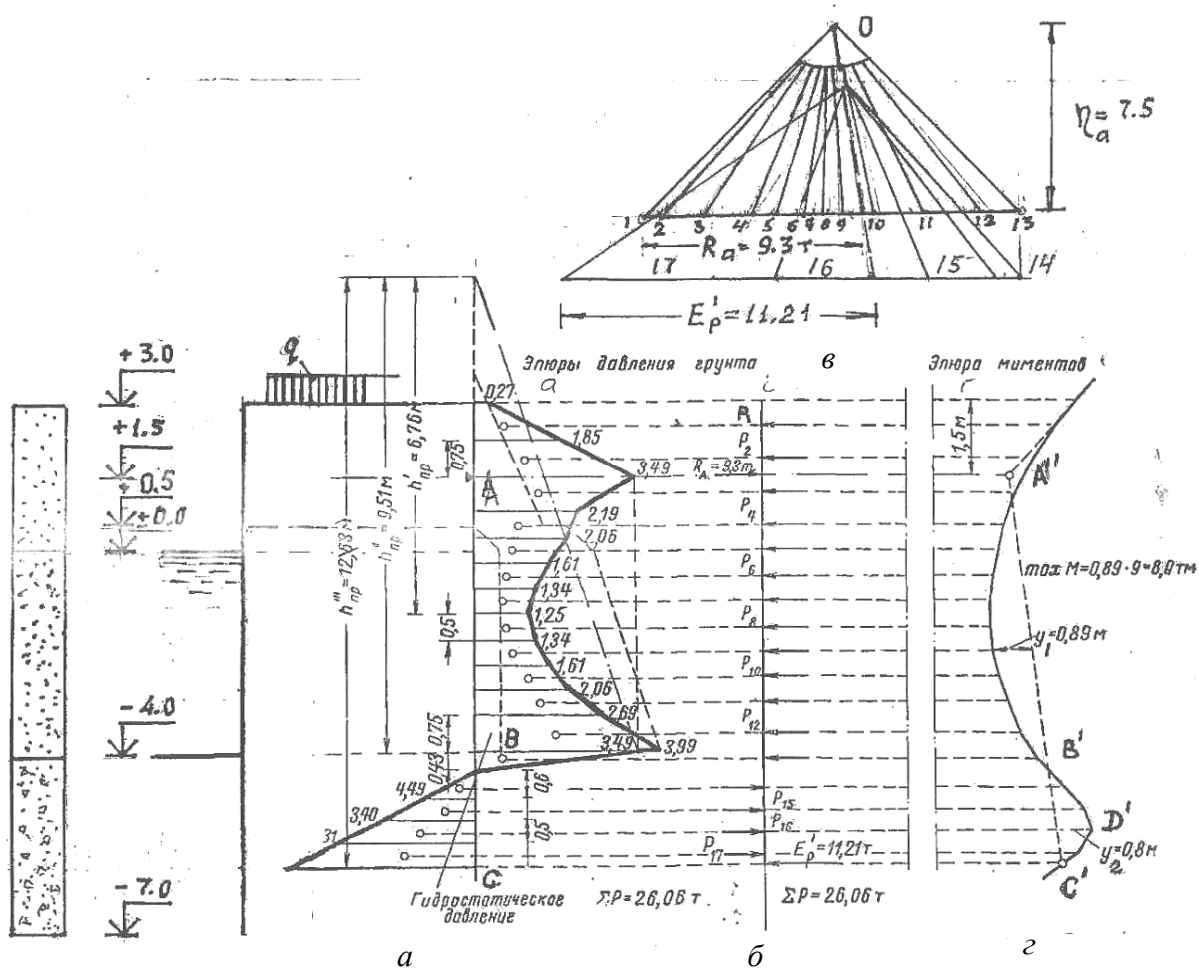


Рис. 4.24. Графоаналитический расчет заанкеренной шпунтовой стенки

Расчет заанкеренных (гибких) стенок производится либо аналитическим [5], либо графоаналитическим методом упругой линии [24].

Расчет стенки с одним анкерным закреплением в большинстве случаев ведется графоаналитическим методом на основании теории Кулона. Численный пример такого расчета приведен на рис. 4.24 с учетом перераспределения давления грунта засыпки за стенкой [5]. В данном случае вводятся упрощения, касающиеся вида эпюр пассивного давления грунта справа и слева от стенки: со стороны засыпки заменяется силой  $E'_p$ ; левая ограничивается горизонтальной абсциссой (рис. 4.24, а, б). Кроме того, учитывается наличие трения между стенкой и грунтом, которое оказывает существенное влияние на величину коэффициента пассивного давления несвязного грунта  $\lambda_p$ . При определении же активного давления грунта влиянием трения пренебрегают. Значения коэффициентов  $k$  и  $k'$  можно определять по табл. 4.11 [24] в зависимости от угла внутреннего грунта ниже дна водоема (котловина).

Таблица 4.11

**Значения коэффициентов  $k$  и  $k'$**

Коэффициент	Угол внутреннего грунта ниже дна водоема $\phi^0$					
	15	20	25	30	35	40
$k$	1,25	1,50	1,75	2,00	2,00	2,00
$k'$	0,75	0,64	0,55	0,47	0,41	0,35

П р и м е ч а н и е. Коэффициент  $k$  используется для глинистых грунтов засыпки в области активного давления,  $k'$  – при определении пассивного давления.

Расчет стенки с одноанкерным закреплением производится в следующем порядке [24]. Строятся эпюры активных и пассивных сил давления грунта, которые после вычисления приобретают вид, изображенный жирными линиями на рис. 4.24, а; при этом граница эпюр снизу принимается с заведомым запасом. Полученная результирующая эпюра заменяется элементарными силами давления грунта, приложенными в центрах тяжести соответствующих полосок, на которые разбита эпюра (рис. 4.24, б). Затем для полученной системы сил строится силовой многоугольник (рис. 4.24, в), полюс которого помещается над средней суммы активных сил, а полюсное расстояние  $\eta_a$ ,  $\eta_p$  принимается равным примерно (с округлением) их полусумме. Далее строится веревочный многоугольник (рис. 4.24, г); последний имеет выпуклости: вверху – в одну сторону, внизу – в другую. Наконец, проводится замыкающая  $A'C'$  таким образом, чтобы момент в пролете был равен или немного (на 10 %) превосходил момент в заделке (внизу), т. е. чтобы наибольшие ординаты эпюры моментов были связаны равенством

$$y_1 = (1,0-1,1)y_2. \quad (4.53)$$

Точка  $C'$  пересечения замыкающей  $A'C'$  определяет положение силы  $E'_p$ , причем совпадение нижней границы эпюры обратного отпора с уровнем точки  $C'$  обеспечивается методом последовательного приближения. Приращение  $\Delta t$  глубины забивки стенки в данном случае рассчитывается по выражению

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\gamma_0 h'''_{\text{пр}} (k'\lambda_p - \lambda_a)}, \quad (4.54)$$

где  $E'_p$  – полученная графически величина отрезка, отсекаемого в силовом многоугольнике (рис. 4.24, *в*) последним лучом этого многоугольника и лучом, параллельным замыкающей;  $h'''_{\text{пр}}$  – приведенная высота грунта засыпки, лежащего выше точки приложения силы  $E'_p$ ;  $k'$  – коэффициент, определяемый по табл. 4.11;  $\gamma$ ,  $\lambda_p$ ,  $\lambda_a$  – соответственно, удельный вес и коэффициенты пассивного и активного давления грунта на уровне точки приложения силы  $E'_p$ .

Величина анкерного усилия  $R_a$  определяется подобно силе  $E'_p$  из силового многоугольника; сила  $R_a$  отсекается первым лучом этого многоугольника и лучом, параллельным замыкающей. Наибольший изгибающий момент  $M_{\text{max}}$  вычисляется из эпюры моментов (рис. 4.24, *з*) по формуле

$$M_{\text{max}} = \eta' y_{\text{max}}, \quad (4.55)$$

где  $\eta'$  – полюсное расстояние силового многоугольника;  $y_{\text{max}}$  – максимальная ордината веревочного многоугольника, м.

Изгибающий момент  $M_{\text{max}}$ , полученный в результате расчета по методу Блюма и по методу упругой линии, с учетом перераспределения активного давления со стороны засыпки [24], имеет завышенное значение, так как вследствие гибкости стенки происходит перераспределение активного давления грунта, причем давление в пролете уменьшается, а к анкерной опоре увеличивается (см. рис. 4.24). Окончательная величина глубины забивки шпунтовой стенки устанавливается по выражению

$$t = t_0 + \Delta t_t, \quad (4.56)$$

где  $t_0$  – глубина забивки стенки, соответствующая точке приложения силы  $E'_p$ , определяемой в результате графического построения многоугольника сил.

На участке между анкером и дном котлована или водоема эпюра активного давления распределяется по закону квадратной параболы (см. рис. 4.22), ординаты которой определяются согласно выражению

$$q_a = 4k_a f + a, \quad (4.57)$$

где  $k_a = x^2/l^2$ ;  $f = q_{a1} - q_{a2}$ ;  $a$  – интенсивность активного давления грунта в средней части между анкером и дном водоема (котлована), при  $x = 0$

$$a = \eta \cdot q_a, \quad (4.58)$$

$\eta$  – коэффициент уменьшения активного давления по сравнению с давлением по Кулону, значение которого можно определить по графику (см. рис. 4.23);  $q_{a.k}$  – интенсивность активного давления, которая вычисляется по теории Кулона на этой же глубине по формуле

$$q_{a.k} = h_{\text{пр}} \cdot \gamma_{\text{ср}} \cdot \lambda_a.$$

При построении эпюры активного давления грунта на стенку начало координат принимается в средней части стенки (см. рис. 4.22) между анкером и дном водоема (котлована).

При наличии уровня грунтовых вод необходимо учитывать избыточное гидростатическое давление путем добавления к ординатам эпюры активного давления ординат избыточного гидростатического давления ниже горизонта грунтовых вод.

На участке между водоемом и основанием шпунтовой стенки при определении ординат пассивного отпора можно пользоваться следующей формулой:

$$q_p = k t'_0 \gamma \lambda_p, \quad (4.59)$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2),$$

где  $k$  – коэффициент увеличения пассивного давления за счет трения грунта о стенку (см. табл. 4.11);  $t'_0$  – предварительно принятая глубина забивки стенки;  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $\lambda_p$  – коэффициент пассивного отпора грунта

Эпюра обратного пассивного отпора заменяется силой  $E'_p$ , приложенной в основании стенки, и определяется из многоугольника сил (рис. 4.24, в).

**Пример 12.** На рис. 4.14 показана стенка шлюза из металлического плоского шпунта ШП.

Необходимо определить: максимальный изгибающий момент, глубину забивки стенки и анкерное усилие.

Засыпка за стенкой представляет собой песок, причем от отметки +0,5 до +3,0 м залегает песок с  $\gamma_1 = 1,8 \text{ т/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\varphi_1 = 35^\circ$ . Ниже уровня грунтовых вод до отметки –4,0 м залегает песок с  $\gamma_2 = 1,1 \text{ т/м}^2$  (с учетом взвешенности) и  $\varphi_2 = 30^\circ$ . Ниже отметки 4,0 м залегает гравелисто-песчаный грунт с  $\gamma_3 = 1,1 \text{ т/м}$  (с учетом взвешенности) и  $\varphi_3 = 35^\circ$ .

**Решение.** На поверхности засыпки временная нагрузка  $q = 1,0 \text{ т/м}^2$ .

1. Строим эпюру активного давления засыпки.

Рассчитываем активное давление на уровне анкера и дна шлюза:

$$q_{a1} = q_{a2} = h''_{\text{пр}} \cdot \gamma_2 \lambda_{a2} + q_{\Gamma},$$

где  $h''_{\text{пр}}$  – приведенная высота с учетом временной нагрузки,

$$h''_{\text{пр}} = (4,0 + 0,5) + (2,5 + 1,0/1,2) \cdot 1,8/1,1 = 9,51 \text{ м};$$

$q_{\Gamma}$  – гидростатическое давление воды за стенкой;



$$q_{a1} = q_{a2} = 9,51 \cdot 1,1 \cdot 0,333 + 0,5 = 3,99 \text{ т/м}^2.$$

Ординату активного давления на уровне анкера и дна шлюза принимаем  $q_{a2} = 3,99 \text{ т/м}^2$ .

2. Вычисляем активное давление в средней части стенки (между анкером и дном водоема):

$$a = \eta \cdot q_k + q_{\Gamma},$$

где  $\eta$  – коэффициент уменьшения активного давления, принимаем равным 0,3;  $q_k = h''_{\text{пр}} \cdot \gamma_2 \cdot \lambda_{a2}$ . Причем

$$h'_{\square \text{ пр}} = (1,25 + 0,5) + (2,5 + 1/1,8) \cdot 1,8/1,1 = 6,76 \text{ м.}$$

Тогда

$$a = 0,3 \cdot 6,73 \cdot 0,333 + 0,5 = 1,25 \text{ т/м}^2.$$

3. Строим эпюру активного давления засыпки между анкером и дном шлюза.

Ординаты активного давления определяем по формуле (4.57), а пассивного – по формуле (4.59). Численные значения давления приведены на рис. 4.24, а, величину  $f$  находим по формуле

$$f = (h''_{\text{пр}} \cdot \gamma_2 \cdot \lambda_{a2} + q_k) - a = 9,51 \cdot 1,1 \cdot 0,333 + 0,5 - 1,25 = 2,74 \text{ т/м}^2.$$

По данным расчетов построена эпюра давления грунта на стенку. Пунктиром показана эпюра по теории Кулона.

4. Полученную результирующую эпюру заменяем элементарными силами соответствующих полосок, на которые разбита эпюра (см. рис. 4.24, б).

5. Для полученной системы сил  $P$  строим силовой многоугольник в принятом масштабе сил (см. рис. 4.24, в), а численные их значения приводим в табл. 4.12.

Таблица 4.12

**Значения системы сил  $P, q_a$**

$P$	$q_a$	$P$	$q_a$	$P$	$q_a$	$P$	$q_a$
$P_1$	0,79	$P_6$	0,67	$P_{10}$	0,92	$P_{14}$	1,27
$P_2$	2,0	$P_7$	0,65	$P_{11}$	1,18	$P_{15}$	3,21
$P_3$	2,12	$P_8$	0,65	$P_{12}$	2,5	$P_{16}$	5,16
$P_4$	1,06	$P_9$	0,67	$P_{13}$	0,72	$P_{17}$	7,12
$P_5$	0,92						

Полюс многоугольника сил над серединой суммы активных сил принимаем равным

$$\eta_a = 1 - 13/14 - 17 = P_1 + P_2 + \dots + P_{13} = 14,92 = 7,5 \text{ т.}$$

Полюс пассивных сил принимаем равным полюсу активных сил, т. е.  $\eta_a = 7,5 \text{ т.}$

6. Строим веревочный многоугольник. Для этого проводим первый луч (от поверхности засыпки) параллельно лучу 1-0 силового многоугольника (см. рис. 4.24, в) до пересечения с силой  $P_1$  (см. рис. 4.24, б), затем с точкой пересечения луча веревочного многоугольника с силой  $P_1$ , далее проводим луч параллельно лучу 2-0 и так далее для всех активных сил. Затем строим веревочный многоугольник пассивных сил. Для его построения смещаем полюс многоугольника сил по вертикали в точку  $O_1$ , построение веревочных многоугольников пассивных сил производится аналогично многоугольникам активных сил (рис. 4.24, в, з).

Веревоочный многоугольник имеет выпуклости: вверху – в одну сторону, внизу – в другую сторону (см. рис. 4.24, з).

Наконец, проводим замыкающую  $A'C$  таким образом, чтобы момент в пролете был равен или немного превышал (на 10 %) момент в заделке (внизу, см. зависимость (4.53)). Принимаем  $y_1 = 1,1$ ,  $y_2 = 1,1 \cdot 0,8 = 0,9$  м. При построении эпюры моментов (рис. 4.24, з) замыкающую  $A'C$  необходимо проводить с точки  $A'$ , т. е. с пересечения первого луча веревочного многоугольника с линией действия анкерного усилия. Величину максимального момента определяем по формуле (4.55):

$$M_{\max} = \eta_a \cdot y_{\max} = 7,5 \cdot 0,89 = 6,7 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

При решении этой задачи с учетом теории Кулона, согласно эпюре активного давления, показанной пунктиром на рис. 4.24, величина изгибающего момента  $M_{\max} = 12,6$  т·м. В практике проектирования заанкеренных шпунтовых стенок полученную величину максимального изгибающего момента уменьшают путем деления на коэффициент 1,35 [5], т. е.  $M_{\text{рас}} = 12,6/1,35 = 9,3$  т·м, тогда как с учетом перераспределения грунта на гибкую стенку момент равен 6,7 т·м.

7. Определяем анкерное усилие из силового многоугольника. Подобно силе  $E_p$  сила  $R_a$  отсекает первым лучом этого многоугольника и лучом, параллельным замыкающей  $A'C$  (рис. 4.24, в, штрих-пунктирная линия), в результате получаем  $R_a = 9,3$  т, тогда как с учетом теории Кулона  $R_a = 7,7$  т, т. е. на 1,6 т меньше.

8. Вычисляем глубину забивки шпунтовой стенки по формуле (4.56), где точка  $C'$  пересечения замыкающей  $A'C'$  определяет положение силы  $E_{\square p}$ , причем совпадение нижней границы эпюры обратного отпора с уровнем точки  $C'$  обеспечивается методом последовательного приближения. В дальнейшем находим устойчивость стенки из условия коэффициента устойчивости по круглоцилиндрической поверхности скольжения. Приращение  $\Delta t$  глубины забивки стенки в данном случае рассчитываем по формуле (4.54). Коэффициент  $k_{\square}$ , влияющий на величину коэффициента  $\lambda_p$  пассивного отпора за счет сил трения, определяем по табл. 4.11. Для  $\varphi = 35^\circ$   $k' = 0,41$ . Тогда

$$\Delta t = E'_p / 2\gamma \cdot h'''_{\text{пр}} (k \square \lambda_p - \lambda_a) = 11,21 / 2 \cdot 12,04 \cdot 1,1 = 0,34 \text{ м},$$

где  $h \square''_{\text{пр}}$  – приведенная высота (см. рис. 4.24, а) вышележащих слоев грунта с учетом нагрузки на поверхности засыпки к третьему слою, соответствующему месту приложения силы  $E'_p$ , т. е.

$$h_{\text{пр}} = 2,53 + 9,51 = 12,04 \text{ м},$$

коэффициент пассивного давления

$$\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \text{tg}245 + 352 = 3,69.$$

Коэффициент активного давления

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \text{tg}245 - 352 = 0,271.$$

Окончательную величину забивки определяем по формуле

$$t = t_0 + \Delta t = 2,53 + 0,34 \cong 3,0.$$

С учетом теории Кулона глубина забивки получается равной 3,7 м. Далее необходимо произвести расчет на устойчивость стенки и установить ее окончательную глубину забивки.

### 2.4.3. Расчет общей устойчивости

Расчет общей устойчивости сооружения против горизонтального сдвига вместе с массивом грунта, заключенным между шпунтовой стенкой и анкерной плитой (рис. 4.25), выполняют в двух случаях: при разнородных грунтах основания и засыпки, когда грунты основания имеют худшие характеристики, чем грунты засыпки; при расположении анкерных плит расположены от шпунтовой стенки на меньшем расстоянии, чем  $L_{\text{max}}$ . Устойчивость стенки обеспечивается при соблюдении следующего неравенства [11]:

$$W_{\text{сдв}} + Q_a + H_w \leq \gamma_c(Q_p + W_{\text{уд}}), \quad (4.60)$$

где  $W_{\text{сдв}}$  – расчетная величина равнодействующей сил, сдвигающих массив грунта, заключенный между шпунтовой и анкерной стенками;  $Q_a$  – горизонтальная составляющая равнодействующей активного давления грунта на анкерные плиты;  $H_w$  – сумма гидростатического давления и одной из следующих нагрузок: волнового давления или швартовой нагрузки (при строительстве набережных на водохранилищах или на реках), последняя распределяется на длину секции;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, равный 1,2 (введение  $\gamma_c$  показывает, что из-за пренебрежения трением между полосками, на которые разделяют массив грунта, искусственно занижается устойчивость стенки);  $Q_p$  – горизонтальная составляющая пассивного дав-

ления грунта перед шпунтовой стенкой;  $W_{уд}$  – расчетная величина равнодействующей сил, удерживающих массив грунта между шпунтовой и анкерной стенками.

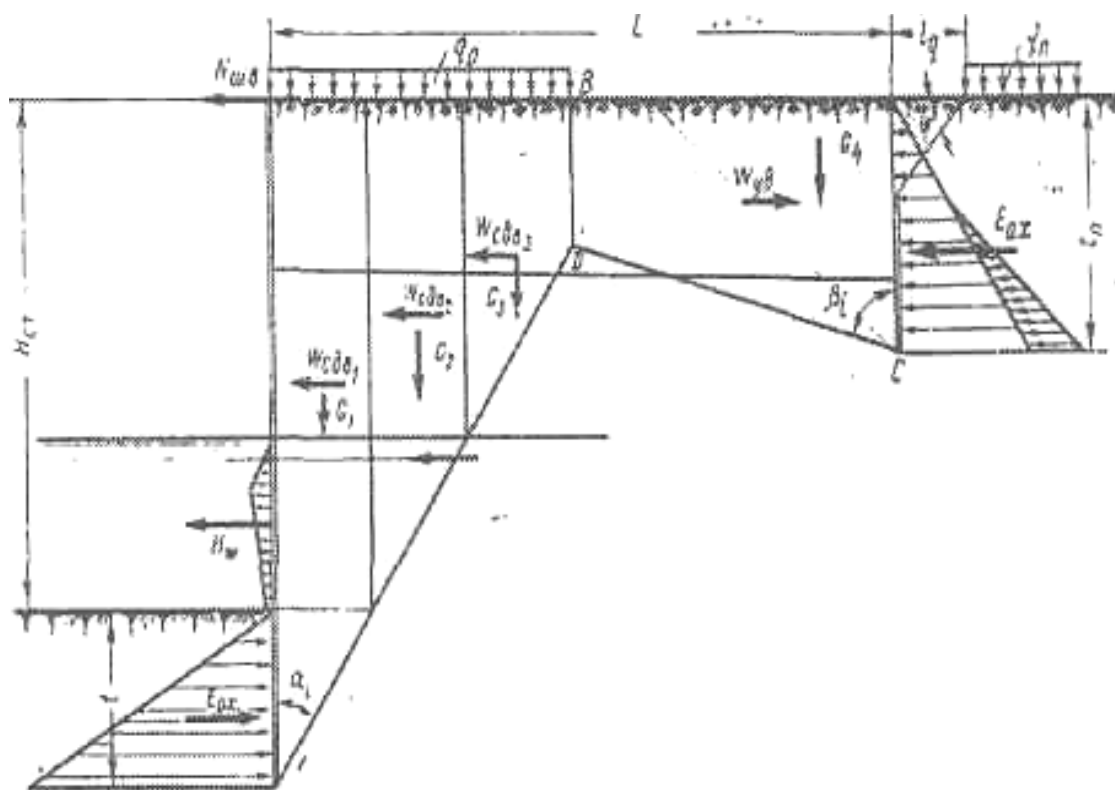


Рис. 4.25. Схема к расчету общей устойчивости стенки

Расчет по формуле (4.60) выполняется вариационным методом. Заменяется поверхность скольжения плоскостями скольжения, проходящими через нижние точки шпунта и анкерных плит (см. рис. 4.25). Приведенный метод расчета общей устойчивости набережной разработан А. И. Богдановым, С. В. Нерпиным, Г. И. Желанкиным, В. Б. Гуревич [3].

Наиболее опасную поверхность скольжения, для которой разность между минимальной удерживающей силой  $W_{уд}$  и максимальной сдвигающей силой  $W_{сдв}$  имеет минимальную величину, находят, изменяя углы  $\alpha_i$ ,  $\beta_i$  (см. рис. 4.25). Для этого применяют графоаналитический метод. Массив грунта между шпунтовой стенкой и анкерными плитами разделяют на отдельные элементы вертикальными плоскостями. При однородных грунтах образуются два элемента с одной вертикальной плоскостью  $BD$  при наличии нагрузки  $q_0$  на поверхности засыпки, а при ее отсутствии –  $D'C$ . Если плоскости скольжения пересекают слои грунта с разными характеристиками, массив делится на несколько мелких элементов с таким расчетом, чтобы в основании каждого из них лежал однородный грунт. Для отдельного

элемента находят горизонтальную силу (сдвигающую или удерживающую) по формуле

$$\Delta W_i = G_i / \operatorname{tg}(\alpha_i + \varphi_i) - (c_i b_i / \sin^2 \alpha_i + \sin \alpha_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i), \quad (4.61)$$

где  $G_i$  – расчетный вес элемента (учитывается взвешивающее давление воды и полезная нагрузка на его поверхности);  $b_i$  – ширина элемента, равная  $0,1 R$ ;  $\alpha_i$  – угол между вертикалью и плоскостью основания элемента;  $\varphi_i$  – расчетный угол внутреннего трения грунта;  $c_i$  – расчетное удельное сцепление грунта в основании элемента при наличии связных грунтов.

В формуле (4.61) для элемента, основанием которого служит плоскость  $DC$  или  $D'C$ , угол  $\alpha_i$  заменяется углом  $(180^\circ - \beta_i)$ .

Временную эксплуатационную нагрузку располагают на поверхности только тех элементов, линия скольжения которых составляет с вертикалью угол  $\alpha_i < (90^\circ - \varphi_i)$ .

Общая величина горизонтальной силы  $W$  всего массива равна сумме горизонтальных сил отдельных вертикальных элементов:

$$W = \Delta W_i. \quad (4.62)$$

При вычислении горизонтальной силы  $W$  могут встретиться два случая:

1. Массив грунта обладает избыточной устойчивостью ( $W < 0$ ), тогда принимают очертание кривой скольжения, дающее минимальную абсолютную величину  $W$  (без учета знака).

2. Массив грунта неустойчив ( $W > 0$ ), тогда принимают очертание кривой скольжения, дающее максимальную величину  $W$ .

После установления наиболее невыгодной поверхности скольжения находят нормативные значения сдвигающей  $W_{\text{сдв}}^H$  и удерживающей  $W_{\text{уд}}^H$  сил:

$$W_{\text{сдв}}^H = (+\Delta W_i), \quad (4.63)$$

$$W_{\text{уд}}^H = (-\Delta W_i), \quad (4.64)$$

где  $(+\Delta W_i)$  – горизонтальные силы, вычисленные для отдельных элементов по формуле (4.61) и имеющие положительный знак;  $(-\Delta W_i)$  – то же, имеющие отрицательный знак (см. рис. 4.25).

Расчетные значения сдвигающей и удерживающей сил определяют по формулам

$$W_{\text{сдв}} = W_{\text{сдв}}^H \cdot n, \quad (4.65)$$

$$W_{\text{уд}} = W_{\text{уд}}^H \cdot \gamma_m, \quad (4.66)$$

где  $n$  – коэффициент перегрузки, равный 1,1;  $\gamma_m$  – коэффициент однородности, принимаемый равным 0,9.

Далее проверку устойчивости ведут по формуле (4.60).

При глинистых грунтах основания следует производить проверку на скольжение засыпки по поверхности котлована; при этом принимают угол внутреннего трения глинистого грунта не более  $14\text{--}16^\circ$  и удельное сцепление на контакте, равное  $0,05\text{ МПа}$  (независимо от величины его в толще глинистого грунта).

Расчет общей устойчивости производят при минимальном уровне воды в водохранилище или реке.

## 2.5. Железобетонные подпорные стенки

В гидротехнических сооружениях подпорные стены являются неотъемлемым элементом при строительстве перегораживающих сооружений, открытых быстротоков и перепадов, регуляторов, каналов, входных и выходных оголовков, аванкамер насосных станций, шлюзовых стен и т. п.

### 2.5.1. Типы подпорных стенок

Двухступенчатый железобетонный перепад, в котором боковые стенки входной части выполнены в виде подпорных стен уголкового профиля, показан на рис. 4.26, *а*.

При строительстве речных гидроузлов подпорные стены и устои возводят для сопряжения водосливных плотин и зданий гидроэлектростанций с земляными сооружениями (плотинами) и береговыми склонами, в судовых устройствах (камеры шлюзов), для благоустройства прилегающих территорий (набережные) и т. п. Железобетонные подпорные стены подразделяют:

- по условиям возведения – на монолитные (рис. 4.26, *б, в, д*), сборные и сборно-монолитные (рис. 4.26, *г, е, ж*);
- по армированию – с ненапряженной и предварительно напряженной арматурой;
- по расположению в плане – на прямые, ломаные и криволинейные;
- по конструктивным особенностям – на плитные, шпунтовые, ряжевые, уголковые, контрфорсные, уголковые с ребрами (рис. 4.26, *ж*), анкерные, ячеистые и др.;
- по размерам поперечного сечения – на массивные и гравитационные.

*Массивные* подпорные стены обычно выполняют из бетона или слабоармированного железобетона. Их устойчивость против опрокидывания или скольжения обеспечивается значительной собственной массой (см. рис. 4.26, *б, в, д*). Размеры поперечных сечений гравитационных стен в основном определяют из условия недопущения образования трещин.

Облегченные подпорные стены делают достаточно тонкостенными конструкциями, в которых устойчивость обеспечивается весом грунтовой засыпки, находящейся над фундаментной плитой. В этих сооружениях допускается образование трещин, но ширина их раскрытия должна быть ограничена.

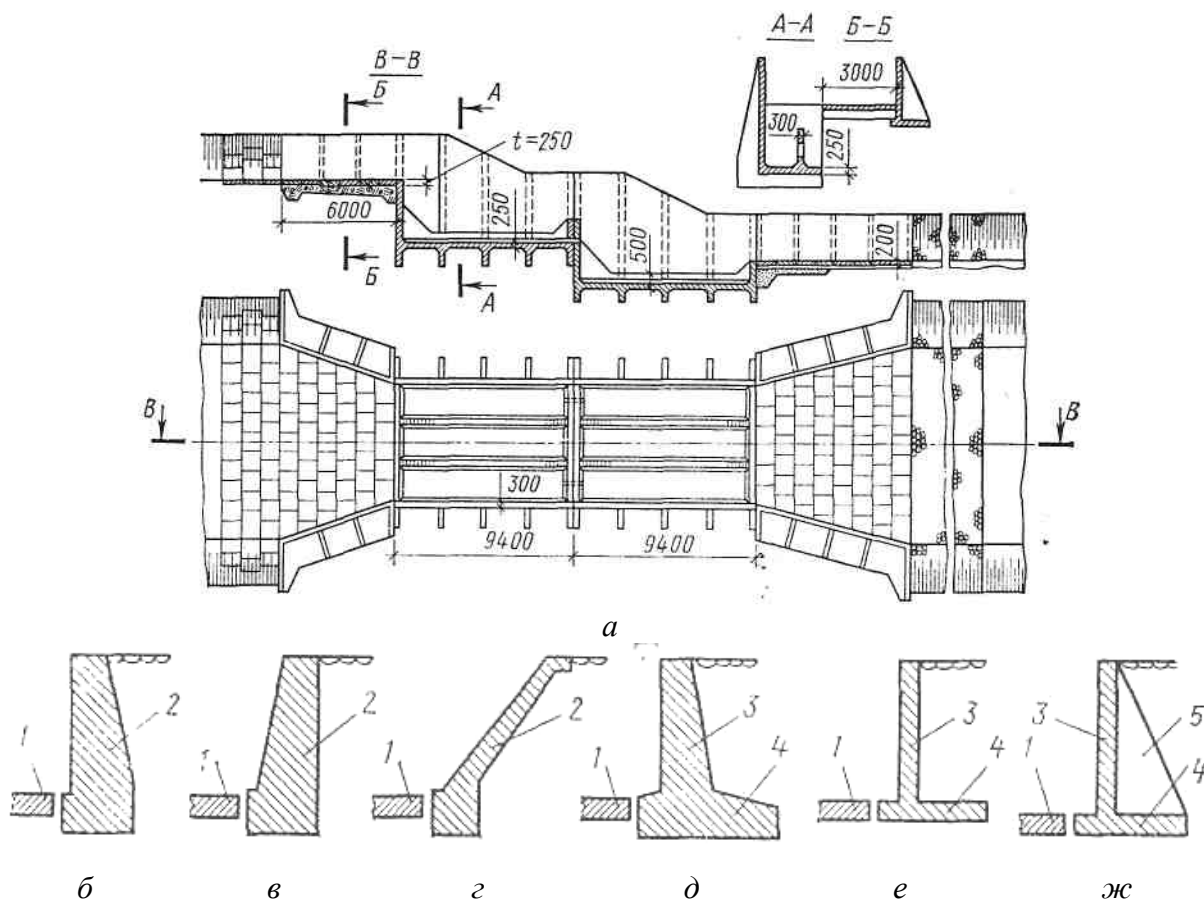


Рис. 4.26. Двухступенчатый железобетонный перепад (а) и типы боковых стенок быстротоков и перепадов (б–ж): б – бетонных с наклонной задней гранью; в – то же, с передней; г – откосных (лежащих); д – угловых массивных; е – угловых облегченных; ж – угловых с ребрами; 1 – дно быстротока или перепада; 2 – боковая стенка; 3 – вертикальная плита; 4 – горизонтальная плита; 5 – ребро

Основными типами конструкций подпорных стен в мелиоративном и гидротехническом строительстве являются угловые и контрфорсные.

Угловые подпорные стены состоят из вертикальной и горизонтальной (фундаментной) плит. Они могут быть облегченными (см. рис. 4.26, е) и массивными (см. рис. 4.26, д). Облегченные угловые стены применяют при высоте до 5 м, а массивные – при высоте до 30–40 м. Если высота более 5 м, в основании вертикальной плиты облегченной угловой стены возникают большие изгибающие моменты. Поэтому при высоте более 5 м целесообразно применять контрфорсные подпорные стены (см. рис. 4.26, ж).

Поперечные вертикальные ребра (контрфорсы) удерживают вертикальную плиту от опрокидывания и меняют работу элементов подпорной стены.

### 2.5.2. Угловые подпорные стенки

Подпорная стенка углового профиля состоит из вертикальной консольной плиты, воспринимающей активное давление грунта, и фундаментной плиты, развитой в тыловую сторону. Эта часть фундаментной плиты, нагруженная весом грунта, обеспечивает устойчивость стены в целом (рис. 4.27).

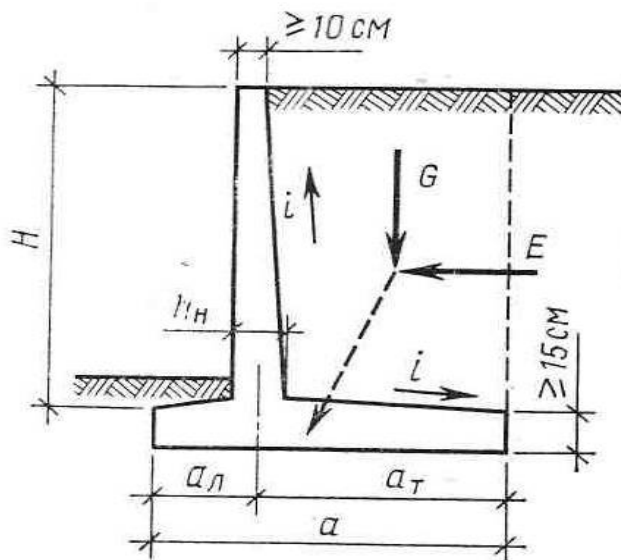


Рис. 4.27. Угловая подпорная стена

В общем случае на угловую подпорную стенку облегченного типа основными нагрузками являются вертикальное  $G$  и горизонтальное давление грунта (рис. 4.27). От действия этих нагрузок давление по подошве фундамента должно быть по возможности равномерным, а растягивающее напряжение (отрыв подошвы) не допускается, т. е. равнодействующая всех нагрузок должна находиться в пределах ядра сечения подошвы фундамента. Исходя из этого, ширину тыловой части фундаментной плиты приближенно можно определить по формуле

$$\alpha_t = 1/(1 + 4k) \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2)H, \quad (4.67)$$

где  $k$  — отношение вылета лицевой консоли плиты к тыловой ( $k = \alpha_l / \alpha_t$  и принимается равным 0,25–0,4);  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта;  $H$  — высота подпорной стены.

Полной шириной фундаментной плиты можно задаться в пределах  $\alpha = (0,5–0,7) H$ . Меньшее значение  $\alpha$  принимают для подпорных стен на скальных основаниях и при отсутствии подпора грунтовых вод с тыловой стороны. При наличии под фундаментной плитой слабых грунтов и подпо-



ра грунтовых вод принимают большее значение  $\alpha$ . При одностороннем давлении грунта и воды ширина фундаментной плиты может быть увеличена до  $0,9H$ .

Вылет лицевой консоли фундаментной плиты назначают в пределах  $\alpha_{\text{л}} = (0,2-0,3)\alpha$ . Бóльшее значение  $\alpha_{\text{л}}$  принимают для подпорных стен, проверяемых на устойчивость от опрокидывания, т. е. опирающихся на скальное основание.

Предварительно толщину вертикальной стены (плиты) у основания принимают равной  $h_{\text{н}} = (1/8-1/15)H$ , а фундаментной с тыловой стороны – на 10–30 % больше. Толщину лицевой фундаментной плиты обычно принимают такой же, как вертикальной.

Плитам подпорной стены, как правило, придают уклон тыловых граней  $i = 1/20-1/40$  с таким расчетом, чтобы толщина поверху была не менее 10 см, а у фундаментной на концах консолей – не менее 15 см.

В уголовых подпорных стенках вертикальная и горизонтальная плиты работают на изгиб как консоли, защемленные в месте пересечения этих плит. В соответствии с эпюрой моментов (рис. 4.28, а) в вертикальной плите растягивающие напряжения будут у внутренней грани, а в фундаментной в тыловой консоли – снизу. Рабочие стержни располагают вдоль консолей (рис. 4.28, б).

Монолитные облегченные подпорные стены армируют отдельными стержнями или сварными плоскими сетками и пространственными каркасами (рис. 4.29). При высоте подпорной стены  $H < 3$  м плиты можно армировать *одиночной арматурой* в виде гнутых отдельных стержней, объединенных распределительными стержнями в каркас (рис. 4.29, в).

При высоте подпорной стены  $H > 3$  м и толщине плит 20 см и более применяют *двойное армирование* (рис. 4.32, а). Арматуру в сжатой зоне устанавливают по минимальному проценту армирования.

Расчет подпорных стен производят для следующих случаев: эксплуатационного, строительного и ремонтного. При этом рассматривают два сочетания действующих нагрузок и воздействий: основное и особое.

К *основным сочетаниям нагрузок* относят: собственный вес подпорной стенки, давление грунта, давление воды (гидростатическое и фильтрационное), ледовые нагрузки, волновые воздействия, нагрузки от транспортных средств и судов (в шлюзах), температурные воздействия.

*Особыми сочетаниями* являются: постоянные нагрузки основного сочетания и нагрузки аварийного характера, давление воды при форсированном подпорном уровне.

Расчетные сочетания нагрузок и воздействий в каждом из расчетных случаев устанавливают в соответствии с возможностью одновременного их действия. Схема нагрузок, действующих на подпорную стену, показана на рис. 4.30.

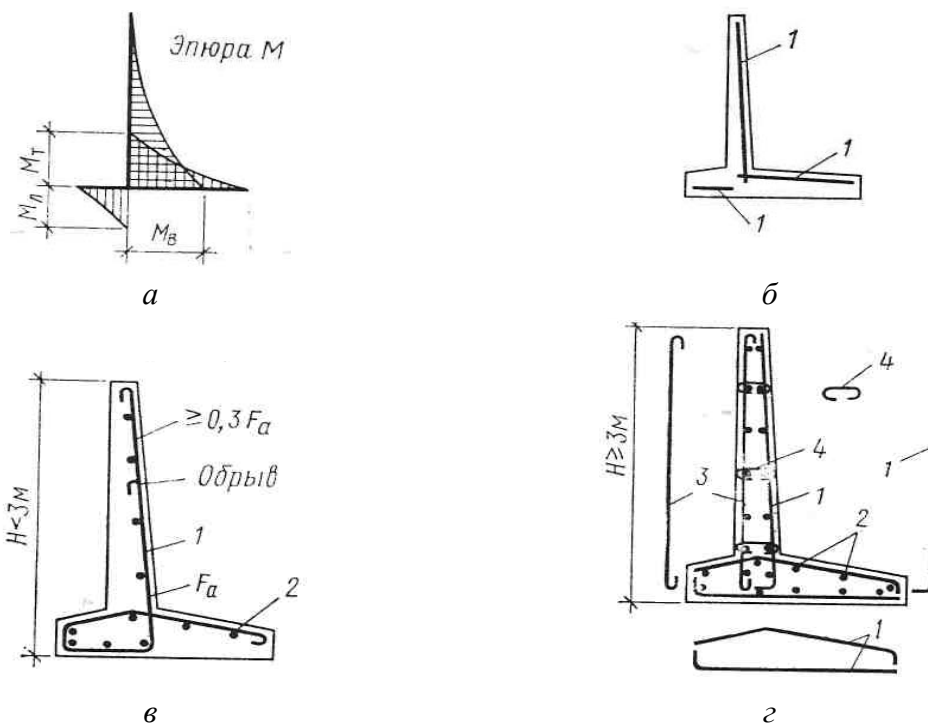


Рис. 4.28. Армирование угловых стенок отдельными стержнями: 1 – рабочая арматура; 2 – распределительные стержни; 3 – конструктивная арматура; 4 – шпилька

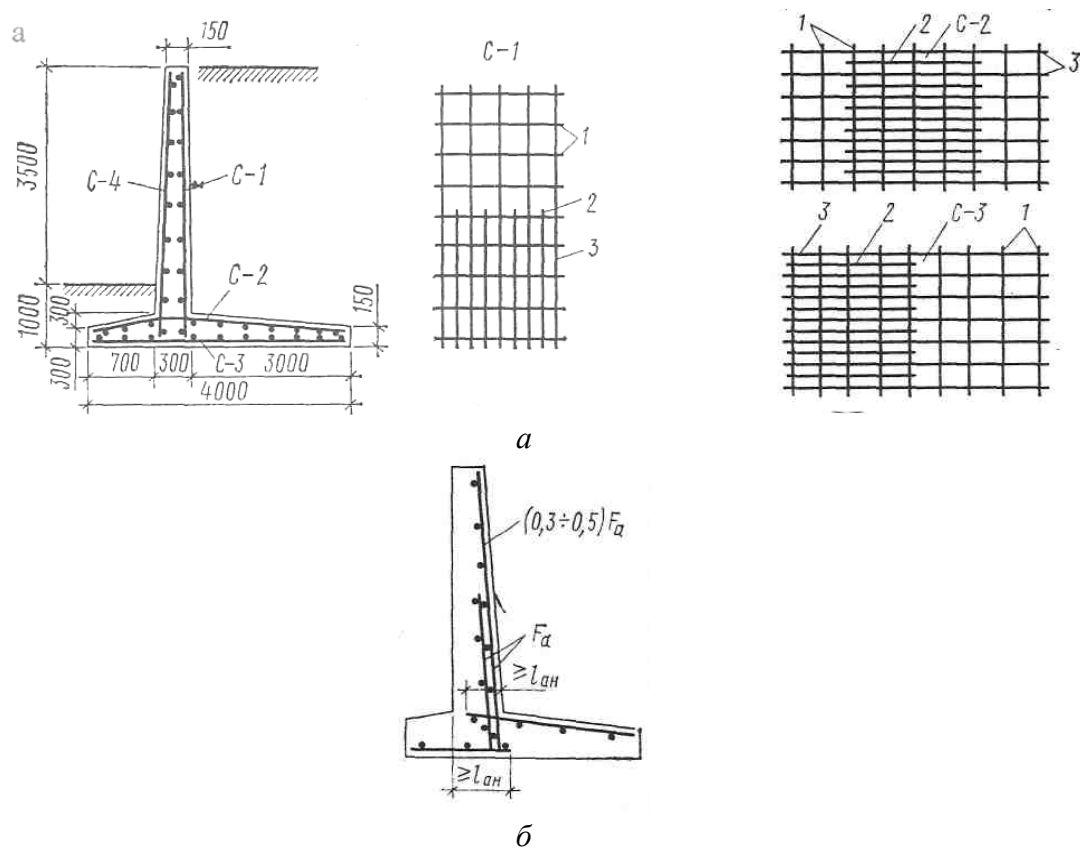


Рис. 4.29. Армирование угловых стен сварными сетками: 1 – распределительные стержни; 2 – дополнительные рабочие стержни; 3 – сквозные рабочие стержни

Собственный вес  $G = G_1 + G_2$  подпорной стены определяют по ее предварительно назначенным размерам и объемной массе железобетона. Фильтрационное давление воды  $U_n$  на подошву фундаментной плиты устанавливают фильтрационными расчетами с учетом работы дренажных устройств. Вертикальное давление грунта подсчитывают отдельно для лицевой и тыловой частей фундаментной плиты ( $G_{г.л}$ ,  $G_{г.т}$ ).

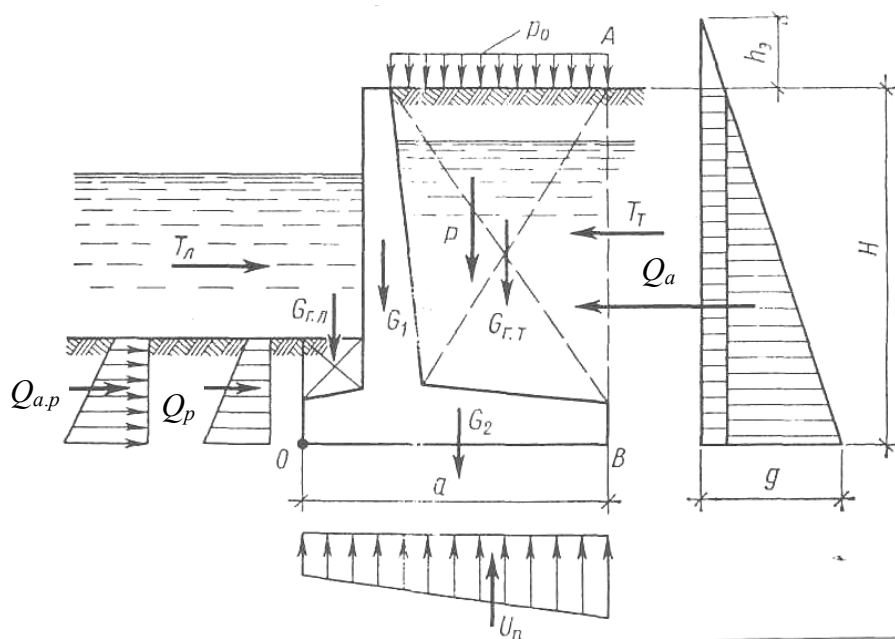


Рис. 4.30. Схема нагрузок, действующих на подпорную стену

Боковое давление грунта на подпорную стенку определяют в зависимости от величины и направления перемещения подпорной стены. При этом возможны три случая: 1) если стены перемещаются в сторону от грунта, то определяют активное давление  $Q_a$ , т. е. учитывают образование призмы обрушения; 2) если стены не перемещаются по отношению к грунту, т. е. практически неподвижны, то находят давление грунта в состоянии покоя  $Q_0$ ; 3) если стены перемещаются в сторону грунта, то определяют пассивное давление грунта  $Q_p$ . Перемещения стен могут быть вызваны деформацией основания или деформациями конструкции стены под действием нагрузок.

Боковое давление определяют по правилам строительной механики с учетом физико-механических характеристик грунтовой засыпки, профиля вертикальной стены и шероховатости ее грани, сцепления грунта и других факторов. В большинстве случаев при проектировании подпорных стен определяют активное и пассивное давления грунта. Давление грунта в состоянии покоя действует только на массивные подпорные стены и устои, опирающиеся на прочную скалу.

Для приближенных расчетов допускается активное давление несвязных грунтов (песчаных) принимать действующим на вертикальную стенку и направленным горизонтально. В этом случае интенсивность давления грунта на 1 пог. м стены на глубине  $H$  равна

$$q_a = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (4.68)$$

а полное давление грунта на стену

$$Q_a = q_a \cdot H/2. \quad (4.69)$$

При наличии грунтовых вод к давлению грунта добавляется гидростатическое давление. При этом давление грунта снижается в результате уменьшения его объемной массы, т. е. с учетом его взвешенного состояния:

$$\gamma_{вз} = (\gamma_0 - \gamma_w) / (1 + e), \quad (4.70)$$

где  $\gamma_0$  – удельный вес грунта;  $\gamma_w$  – удельный вес воды;  $e$  – коэффициент пористости.

Горизонтальные составляющие ( $T_{\text{л}}$  и  $T_{\text{т}}$ ) других сил ( $Q_a$ ,  $Q_{a.p}$ ,  $Q_p$ ), действующих с тыловой и лицевой стороны стены (см. рис. 4.30), определяются по соответствующим нормам. Горизонтальная составляющая  $T_{\text{л}}$  – фильтрационное давление, волновое давление, давление льда и др. – также устанавливается по соответствующим нормам.

Расчет подпорных стен заключается в проверке устойчивости положения, проверке давления на грунты под подошвой фундамента, расчете на прочность и трещиностойкость элементов стен. Расчеты производятся на 1 м длины стены, если отношение длины сооружения к ширине фундаментальной плиты более 3.

При проверке общей устойчивости подпорной стенки значения расчетных сдвигающих и опрокидывающих сил принимаются с коэффициентом перегрузки  $n > 1$ , а значения удерживающих сил – с коэффициентом  $n < 1$  (см. табл. 4.13).

Таблица 4.13

#### Коэффициент перегрузки

Вид перемещения	Сочетание нагрузок	Класс капитальности стен			
		I	II	III	IV
Сдвиг	Основное	1,3	1,2	1,15	1,1
	Особое	1,1	1,1	1,05	1,05
Опрокидывание	Основное	1,4	1,3	1,2	1,2
	Особое	1,1	1,1	1,1	1,1

Подпорные стены на нескальных основаниях рассчитывают по схемам плоского сдвига и сдвига с частью грунтового основания по цилиндрической поверхности (см. разд. 2, п. 2.7.1).

Подпорные стены на скальном основании рассчитывают на плоский сдвиг по формуле (4.60), принимая  $Q_p = Q_a = 0$ , и на опрокидывание вокруг лицевого ребра. Коэффициент надежности при опрокидывании равен отношению суммы моментов вертикальных и опрокидывающих сил вокруг точки  $O$  (см. рис. 2.30) и не должен быть меньше нормативного значения.

Для проверки давления на грунт основания необходимо учитывать сумму нормальных вертикальных сил и сумму моментов всех сил (при коэффициенте перегрузки  $n = 1$ ) относительно центра тяжести подошвы фундаментальной плиты. Напряжение под подошвой фундамента определяют по формуле внецентренного сжатия для схемы плоской деформации:

$$\sigma_{\min}^{\max} = P / A \pm M / W, \quad (4.71)$$

где  $W$  – момент сопротивления;  $A$  – площадь подошвы фундамента.

Максимальное краевое давление  $P_{\max}$  под подошвой фундаментной плиты (рис. 4.30) не должно превышать  $1,2 R_0$ , где  $R_0$  – условное расчетное давление на грунт, принимаемое по нормам. Отрыв подошвы фундаментальной плиты не допускается, т. е.  $\sigma_{\min} \geq 0$ .

При расчете уголкувую подпорную стенку расчленяют на вертикальную и горизонтальную. Их сечения рассчитывают на прочность и трещиностойкость. При этом в облегченных подпорных стенах расчет производят по раскрытию трещин, а в массивных, как правило, на образование трещин.

Вертикальная плита работает на изгиб как консоль, защемленная в фундаментной плите и находящаяся под давлением грунта.

Усилиями от собственного веса облегченной стены обычно пренебрегают.

Предварительно назначенную толщину плиты можно уточнить из условия ее оптимального армирования по формуле  $h_{\text{п}} = (0,25-0,3)M/R_{\text{пр}} + 5$  см. Кроме того, толщина плиты должна быть назначена из условия недопустимости появления наклонных трещин от действия поперечной силы.

Подбор продольной рабочей арматуры и расчет по раскрытию трещин производят для прямоугольного сечения шириной  $b = 100$  см.

На рис. 4.31 приведены схемы сил, действующих на подошвы фундаментных плит подпорных стенок, и, как следствие, на их основание, на которые производится расчет. В облегченных подпорных стенках (рис. 4.31, а) при расчете учитывается давление грунта на консоли. Если подпорная уголкувая стенка предназначена только для удержания за ней грунта, то расчет фундаментной плиты производится от веса грунта на ее

консолях. Расчетная схема фундаментной плиты рассматривается как консоль с жесткой заделкой в вертикальной стенке (рис. 4.31, а).

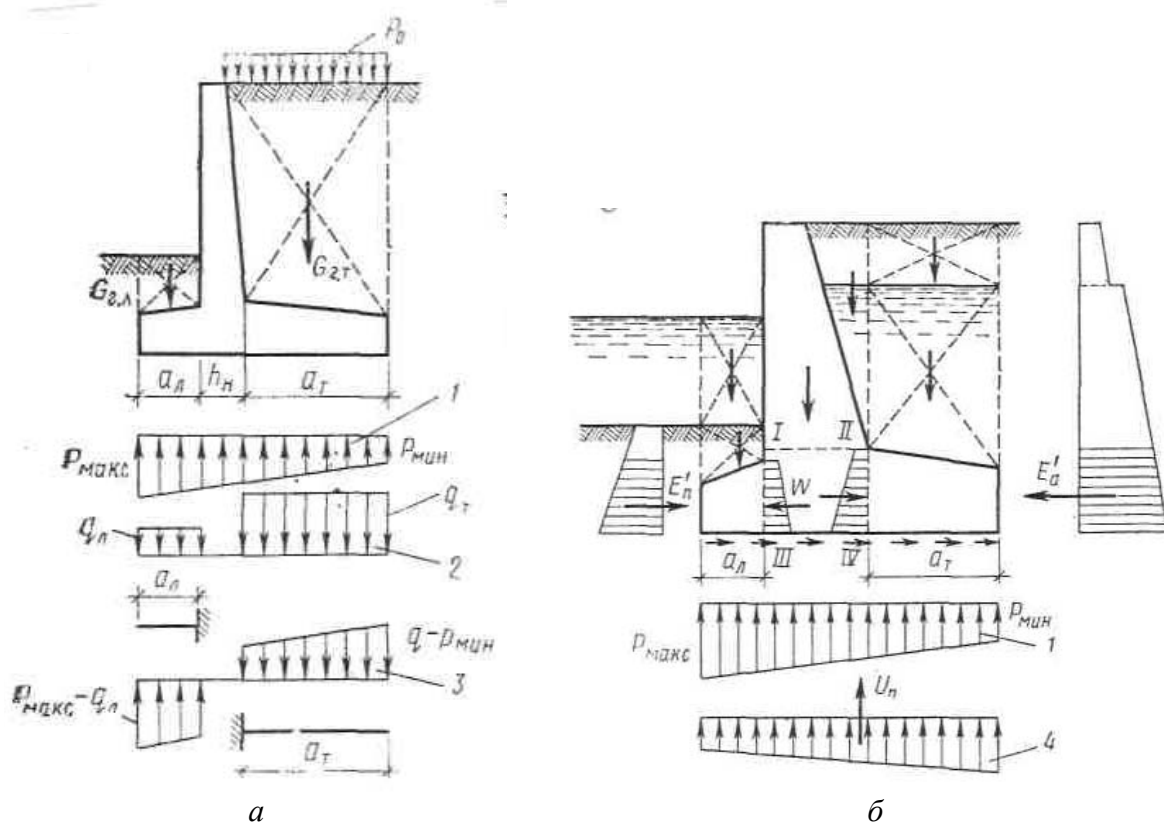


Рис. 4.31. Схема к расчету фундаментной плиты облегченной (а) и массивной (б) подпорной стены: 1 – эпюра реактивного давления грунта; 2 – то же от нагрузок, расположенных над консолями; 3 – эпюра расчетных нагрузок; 4 – эпюра фильтрационного давления

В массивных (шлюзовых) подпорных стенках, при наличии воды в шлюзах и грунтовых вод за стенкой, необходимо учитывать, кроме давления грунта, также гидростатическое и фильтрационное давления на консолях (рис. 4.34, б).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В водном хозяйстве страны гидросооружения играют весьма важную роль. С их помощью в одних случаях вода доставляется потребителям в установленные сроки в необходимом количестве и требуемого качества, в других – она накапливается для дальнейшего использования, в третьих – кинетическая энергия потока преобразуется в электрическую и т. д.

Гидросооружения должны устойчиво воспринимать дополнительные нагрузки в виде гидростатического и гидродинамического давления потока, ударов струй, льдин, давления наносов, сопротивляться размывающему воздействию воды, особенно при наличии в воде наносов; быть стойкими по отношению к физико-химическим процессам, действующих на бетон, гниению дерева и других материалов.

Кроме того, гидросооружения должны быть экономичны и удобны в эксплуатации.

Гидротехническое строительство оказывает большое влияние на экономику и природные условия значительных территорий, на которых вслед за проведением тех или иных водохозяйственных мероприятий появляется база для гражданского и промышленного развития.

Решением задач водохозяйственного строительства занимается гидротехника – отрасль науки и техники, охватывающая вопросы использования, охраны водных ресурсов и борьбы с вредным действием вод при помощи инженерных сооружений.

В состав гидроузла входят регуляторы, сопрягающие сооружения, плотины, водозаборные сооружения, отстойники, каналы и др.

Наиболее распространенными сооружениями на каналах являются регулирующие сооружения, служащие для регулирования поступления воды из каналов старшего порядка в каналы младшего порядка с одновременным изменением количества подаваемой воды.

Проектирование регуляторов сводится к выбору компоновки и определению параметров сооружения на основании гидравлического и фильтрационного расчета.

Типы сопрягающих сооружений – перепады и быстротоки с многообразными переходными формами, назначение которых – гашение избыточной энергии воды. Особенность гидравлического расчета сопряжения бьефов при использовании водобойных колодцев (наиболее надежный гаситель) или стенок состоит в определении глубины в сжатом сечении у подошвы сооружения и ей сопряженной для сравнения последней с заданной глубиной воды в нижнем бьефе сооружения.

Для создания водохранилища устраивают плотины, которые в зависимости от материала, противифльтрационных устройств, а также спосо-

бов возведения подразделяются на земляные, земляные намывные, каменно-земляные, каменно-набросные.

При проектировании плотин выполняются следующие расчеты: фильтрационные; на устойчивость откосов, экрана и защитного слоя; осадок тела плотин и основания; обратных фильтров, дренажей и переходных зон; креплений откосов на прочность от действия воды, льда и др. Расчеты выполняются для наиболее характерных поперечных сечений плотин и во всех случаях для основных и особых сочетаний нагрузок, в период эксплуатации и в период их возведения.

При глухих плотинах (без водосборов через гребень плотины) для пропуска излишних паводковых вод, для полезных пропусков из водохранилища, а также для спуска воды с целью полного или частичного опорожнения водохранилища устраивают водопропускные сооружения.

В зависимости от назначения водопропускные сооружения разделяются на водосбросы и водоспуски.

Расположение водопропускных сооружений, их форма и размеры должны быть таковыми, чтобы обеспечивался плановый подход воды к ним и не возникали большие скорости подхода воды.

Для забора воды из водохранилища при плотинах устраивают водоспуски, при помощи которых вода подается в оросительные, обводнительные или деривационные каналы.

Каменно-набросные плотины разделяют на каменные с водонепроницаемыми устройствами (экранами или диафрагмами) из негрунтовых материалов и каменно-земляные плотины, в которых водонепроницаемое устройство (экран и ядро) выполнено из грунтового материала, а остальные части возведены из камня или другого крупнообломочного материала (гравийно-галечникового, щебенистого).

Отрицательные проявления русловых потоков разнообразны, поэтому различны и методы борьбы с ними и конструкции применяемых гидротехнических сооружений.

Основная задача регулирования рек – изменение русловых процессов при помощи различных сооружений и устройств таким образом, чтобы в результате образовалось более устойчивое русло, сохраняющее приданную ему форму и размеры в течение длительного времени и при минимальных эксплуатационных затратах.

В состав гидроузлов также входят водозаборные сооружения у водисточников для обеспечения отбора требуемого количества воды на нужды водоснабжения и для других отраслей водного хозяйства.

Для борьбы с наносами в водозаборных узлах широко используют особенности гидравлической структуры потока: поперечную циркуляцию, винтовое движение и явление обтекания потоком преграды.



При бесплотинном водозаборе узел сооружений обычно состоит из головного регулятора, подводящего канала, отстойника, рыбозаградителя, шуго- и мусорозащитных устройств и пр. Все эти сооружения отличаются по конструкции и имеют различные расчетные схемы.

Отстойники должны обеспечивать защиту каналов от заиления в течение всего периода их работы.

Расчетную мутность потока на входе в отстойник определяют по данным многолетних наблюдений в районе водозаборного гидроузла или по данным ближайшей гидрологической станции на реке с корректировкой по материалам кратковременных наблюдений в районе водосбора.

Расчетную мутность потока при выходе из отстойника принимают равной транспортирующей способности защищаемого от заиления канала с учетом КПД всей системы от отстойника до этого канала.

В состав компоновки гидроузлов в зависимости от его типа могут входить подпорные, водосборные, водопроводящие, водозаборные, судо-, лесо-, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.

В зависимости от природных условий могут проектироваться гидроузлы безнапорные, низко-, средне- и высоконапорные.

Водохранилища создают для перераспределения речного стока в многолетнем, сезонном, недельном или суточном разрезе. Происходящие при этом преобразования естественного гидрологического режима рек приводят к изменению многих других природных процессов как в верхних, так и в нижних бьефах гидроузлов. В верхних бьефах направление изменения природных процессов зависит: от размеров водохранилища, конфигурации в плане, гидрографии района, состава пород, слагающих чашу водохранилища, характера регулирования и климатических условий.

В нижнем бьефе направление изменения природных процессов зависит от характера и размеров преобразования жидкого и твердого стоков и других факторов.

Многие вопросы, возникающие при проектировании гидросооружений, еще не удается решить теоретически с достаточной для целей практики точностью и надежностью. В виду этого применяют лабораторные исследования гидротехнических сооружений на моделях с использованием теории моделирования, которые позволяют с достаточной достоверностью прогнозировать поведение будущего сооружения в натуре и при его проектировании найти оптимальные решения, отвечающие условиям надежности.

Широко используют поляризационно-оптический метод исследования напряжений или метод фотоупругости – это экспериментальный метод решения (моделирования) задач механики деформируемых сред.

В проектной практике методом фотоупругости проведено решение широкого класса инженерных проблем. В нашей стране в гидроэнергетике практически все наиболее ответственные сооружения в процессе проектирования или строительства испытывались на моделях методом фотоупругости (примеры исследований сооружений Братской ГЭС и ряд других).

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алтунин, С. Т. Регулирование русел / С. Т. Алтунин. – М. : Сельхозгиз, 1962. – 265 с.
2. Акаев, Б. А. Землетрясения Дагестана / Б. А. Акаев. – Махачкала : Изд-во ДНЦ РАН, 2002. – 179 с.
3. Айрапетян, Р. Д. Проектирование каменно-набросных плотин и каменно-земляных плотин / Р. Д. Айрапетян. – М. : Энергия, 1968. – 171 с.
4. Проектирование гидротехнических сооружений / И. М. Волков [и др.]. – М. : Колос, 1968. – 371 с.
5. Гончаров, Ю. М. Расчет тонких стенок с учетом перераспределения активного давления грунта по высоте стенки / Ю. М. Гончаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М. : Стройиздат, 1962. – № 5. – С. 24–26.
6. Гончаров, Ю. М. Исследование строительных конструкций и сооружений / Ю. М. Гончаров ; КрасГАУ. – Красноярск, 2004. – 643 с.
7. Гидротехнические сооружения / В. П. Недрига [и др.]. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.
8. Гидротехнические сооружения / И. А. Васильев [и др.] ; под ред. Н. П. Розанова. – М. : Стройиздат, 1978. – 560 с.
9. Гидроэнергетика и комплексное использование водных ресурсов СССР / под ред. П. С. Непорожного. – М. : Энергоиздат, 1982. – 560 с.
10. Гришин, М. М. Гидротехнические сооружения / М. М. Гришин. – М. : Госстройиздат, 1962. – 250 с.
11. Гуревич, В. В. Речные портовые гидротехнические сооружения / В. В. Гуревич. – М. : Транспорт, 1969. – 411 с.
12. Замарин, Е. А. Проектирование гидротехнических сооружений / Е. А. Замарин. – М. : Сельхозгиз, 1961. – 260 с.
13. Киселев, П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам / П. Г. Киселев. – М. : Энергия, 1972. – 170 с.
14. Павловский, Н. Н. О фильтрации воды через земляные плотины / Н. Н. Павловский. – Л., 1931. – 79 с.
15. Хруппа, И. Ф. Гидросооружения и сельскохозяйственные мелиорации / И. Ф. Хруппа, В. П. Иванов. – М. : Колос, 1974. – 383 с.
16. Химерик, Ю. А. Проектирование и расчет гидротехнических сооружений / Ю. А. Химерик. – Киев : Киев. кн. изд-во, 1961. – 241 с.
17. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Высш. шк., 1963. – 632 с.
18. СНиП 2.06.05–84\*. Плотины из грунтовых материалов. – М. : Госстрой СССР, 1985. – 47 с.

19. СНиП 2.02.02–85. Основания гидротехнических сооружений, нормы проектирования. – М. : Госстрой СССР, 1987. – 65 с.
20. СНиП II–И.1–62. Гидротехнические сооружения, основные положения проектирования. – М. : Госстройиздат, 1966. – 45 с.
21. СНиП 3.07.03–85\*. Мелиоративные системы и сооружения. – М. : Минстрой России, 1995. – 14 с.
22. Энциклопедия современной техники. Строительство. – М. : Сов. энцикл., 1964. – 543 с.
23. СНиП 2.02.04–88. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. – М. : Госстрой СССР, 1990. – 53 с.
24. Справочник проектировщика. Основания и фундаменты / под ред. В. Г. Березанцева. – М. : Изд-во лит. по строительству, 1964. – 268 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
Р а з д е л 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ, ИХ ОСНОВАНИЯХ И УСЛОВИЯХ РАБОТЫ.....	18
Глава 1. КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ГИДРОУЗЛОВ И ГИДРОСИСТЕМ. УСЛОВИЯ ИХ РАБОТЫ.....	18
1.1. Классификация гидротехнических сооружений.....	18
1.2. Гидроузлы, гидросистемы и их классификация.....	20
1.3. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений.....	22
1.4. Классификация плотин и их конструкции.....	25
1.4.1. Земляные плотины.....	25
1.4.2. Бетонные плотины.....	32
1.4.3. Деревянные плотины.....	41
Глава 2. СОСТАВ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ.....	44
2.1. Скальные грунты.....	44
2.2. Крупнообломочные грунты.....	48
2.3. Пески.....	50
2.4. Глинистые грунты.....	54
Р а з д е л 2. КОНСТРУКЦИИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН И МЕТОДЫ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ.....	59
Глава 1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗЕМЛЯНЫХ И КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ПЛОТИН.....	59
1.1. Поперечный профиль земляных плотин.....	59
1.2. Защитные покрытия откосов плотин.....	61
1.3. Противофильтрационные устройства грунтовых плотин	63
1.3.1. Конструкции дренажей.....	64
1.3.2. Конструкции противофильтрационных устройств	67
1.3.3. Требования к грунтам.....	70
1.4. Плотины из крупнообломочных грунтов.....	73
1.4.1. Требования к грунтам. Очертания профиля.....	73
1.4.2. Конструкции противофильтрационных устройств	74
1.5. Сопряжение тела плотины с берегами и бетонными сооружениями.....	79
1.6. Общие сведения по возведению плотин.....	81

Глава 2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ ЧЕРЕЗ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ.....	89
2.1. Основные положения теории фильтрации.....	89
2.2. Фильтрационные расчеты однородных плотин на водонепроницаемом основании.....	92
2.2.1. Плотина без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	92
2.2.2. Плотина без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе.....	96
2.2.3. Плотина с дренажом при наличии воды в нижнем бьефе.....	99
2.3. Фильтрационный расчет однородной плотины на водопроницаемом основании.....	101
2.4. Фильтрационные расчеты земляных плотин с противофильтрационными элементами.....	102
2.4.1. Плотина с ядром на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	102
2.4.2. Плотина с ядром и дренажом на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе.....	106
2.4.3. Плотина с ядром и дренажом на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	107
2.4.4. Плотина с экраном и без дренажа на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	109
2.4.5. Плотина с экраном и без дренажа на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе.....	109
2.4.6. Плотина с экраном и дренажом на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	111
2.4.7. Плотина с экраном и дренажом на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе.....	113
2.5. Фильтрационный расчет земляной плотины с экраном и понуром на водопроницаемом основании.....	114
2.5.1. Плотина без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	114
2.5.2. Плотина без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе.....	117

2.5.3. Плотина с дренажом при отсутствии воды в нижнем бьефе.....	117
2.5.4. Плотина с дренажом при наличии воды в нижнем бьефе.....	119
2.5.5. Общая фильтрация земляных плотин.....	121
2.6. Расчет осадки грунтов основания земляной плотины.....	123
2.7. Расчет устойчивости плотин.....	126
2.7.1. Расчет устойчивости низового откоса земляных плотин.....	126
2.7.2. Расчет устойчивости пластичного экрана.....	132
2.7.3. Учет сейсмических воздействий на устойчивость земляных плотин.....	133
2.7.4. Особенности расчетов устойчивости откосов намывных плотин.....	134
<b>Р а з д е л 3. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ В СОСТАВЕ РЕЧНОГО ГИДРОУЗЛА.....</b>	<b>136</b>
<b>Глава 1. КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ. КОМПОНОВКА И РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ.....</b>	<b>136</b>
1.1. Типы водозаборных сооружений.....	138
1.1.1. Бесплотинный речной водозабор.....	138
1.1.2. Плотинный речной водозабор.....	142
1.2. Компоновка и конструкции водозаборных гидроузлов	145
1.2.1. Боковой водозабор.....	145
1.2.2. Водозабор с поперечной циркуляцией потока.....	147
1.2.3. Фронтальный водозабор в прямолинейном русле	149
1.2.4. Донно-решетчатый водозабор.....	150
1.3. Конструкции водоприемников и их гидравлический расчет.....	151
1.3.1. Конструкции водоприемников.....	151
1.3.2. Проектирование водозаборных сооружений.....	154
1.3.3. Расчет комбинированного колодца.....	160
<b>Глава 2. ВОДОСБРОСЫ И ВОДОВЫПУСКИ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ.....</b>	<b>164</b>
2.1. Водосбросы.....	166
2.1.1. Типы водосбросов.....	166
2.1.2. Конструкции береговых водосбросов.....	169
2.2. Проектирование водопропускных сооружений при земляных плотинах.....	175
2.2.1. Расчет траншейного водосброса.....	175
2.2.2. Расчет водоспускного сооружения.....	181
2.3. Гидравлический расчет сопрягающего сооружения.....	186

